

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Eduardo Guedes Salvadoretti**

**ESTUDO TEÓRICO-EXPERIMENTAL PARA AUMENTO DE  
CAPACIDADE DE CARGA EM ALVENARIA ESTRUTURAL  
DE BLOCOS CERÂMICOS UTILIZANDO REFORÇO DE  
ARGAMASSA ARMADA**

Porto Alegre

julho 2017



**EDUARDO GUEDES SALVADORETTI**

**ESTUDO TEÓRICO-EXPERIMENTAL PARA AUMENTO DE  
CAPACIDADE DE CARGA EM ALVENARIA ESTRUTURAL  
DE BLOCOS CERÂMICOS UTILIZANDO REFORÇO DE  
ARGAMASSA ARMADA**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de  
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal  
do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do  
título de Engenheiro Civil

**Orientador: Jean Marie Désir**

Porto Alegre

julho 2017



**EDUARDO GUEDES SALVADORETTI**

**ESTUDO TEÓRICO-EXPERIMENTAL PARA AUMENTO DE  
CAPACIDADE DE CARGA EM ALVENARIA ESTRUTURAL  
DE BLOCOS CERÂMICOS UTILIZANDO REFORÇO DE  
ARGAMASSA ARMADA**

Esse Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pela Banca Examinadora.

Porto Alegre, julho de 2017

Prof. Jean Marie Désir  
Dr. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro  
Orientador

**BANCA EXAMINADORA**

**Jean Marie Désir (UFRGS)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro

**Luciani Somensi Lorenzi (UFRGS)**  
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**João Luiz Campagnolo (UFRGS)**  
Me. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul



À minha família pelo apoio constante e amor  
em todos os momentos.





## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço à minha família, em especial aos meus pais, pelo apoio incondicional e amor em todos os momentos da minha vida.

Agradeço à minha namorada, Jéssica, pelo apoio pleno na realização deste trabalho e também pela dedicação constante ao me ajudar sempre que preciso.

Agradeço ao meu orientador, Jean Marie Désir, e à minha relatora, Luciane Somensi Lorenzi, pelo suporte na realização deste trabalho e por todo o conhecimento a mim transmitido nessa importante etapa.

Agradeço a todos os funcionários do Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME) pelo empréstimo de equipamentos e pelos conhecimentos a mim passados, foram de fundamental importância para a realização deste trabalho.

Agradeço à Universidade Federal do Rio Grande do Sul por todas as oportunidades e conhecimentos fornecidos durante esses anos de graduação e também aos colegas com os quais tive a alegria de conviver e trocar experiências.



## **RESUMO**

A alvenaria é um sistema construtivo muito tradicional, sendo utilizada desde o início da atividade humana para a construção de estruturas. Entretanto, muitas dessas construções eram dimensionadas empiricamente e a concepção estrutural era essencialmente intuitiva. Com o surgimento de normas técnicas estabelecendo procedimentos de cálculo houve notável desenvolvimento e evolução do sistema, possibilitando um nível de aperfeiçoamento que aproximam os projetos de alvenaria estrutural aos projetos de concreto e aço. Mesmo com relevante desenvolvimento tecnológico, existem ainda inúmeros problemas estruturais relacionados à alvenaria estrutural, e para os quais faz-se necessária alguma intervenção. É o caso de uma estrutura que sofre mudanças de finalidade e requer, por exemplo, um reforço estrutural para resistir às novas solicitações. Esse trabalho realiza um estudo de reforço estrutural em alvenaria estrutural de blocos cerâmicos, o método utilizado consiste em um trabalho experimental exploratório que contempla os cálculos para dimensionamento do reforço de uma pequena parede (parede de alvenaria estrutural com dimensões reduzidas) com argamassa armada e, posteriormente, a verificação da eficiência do reforço por meio de ensaios em laboratório. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME) da UFRGS e respeitaram as diretrizes de execução presentes nas normas brasileiras. A realização dos ensaios forneceu resultados a respeito dos comportamentos das pequenas paredes com e sem reforço, permitindo verificar um ganho médio de tensão resistente à compressão de aproximadamente 60 % devido à execução do reforço.

Palavras-chave: Reforço de Alvenaria Estrutural, Dimensionamento de Alvenaria Estrutural, Argamassa Armada.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Fluxograma das etapas do trabalho .....	18
Figura 2 – Pirâmides de Gizé .....	24
Figura 3 – Coliseu .....	24
Figura 4 – Edifício Monadnock.....	25
Figura 5 – Hotel Excalibur .....	25
Figura 6 – Trincas de cisalhamento ocasionadas por expansão da laje de cobertura.....	38
Figura 7 – Fissuras verticais ocasionadas por sobrecarga .....	39
Figura 8 – Fissuras horizontais ocasionadas por sobrecarga.....	39
Figura 9 – Fissuras ocasionadas por sobrecarga concentrada .....	40
Figura 10 – Fissuras nos vértices de aberturas .....	40
Figura 11 – Fissuras ocasionadas por recalque diferencial .....	41
Figura 12 – Fissuras horizontais provocadas pela expansão da argamassa de assentamento ..	42
Figura 13 – Fissuras na argamassa de revestimento oriundas de reações com sulfatos .....	43
Figura 14 – Gráfico de resistência em função da relação água/cimento .....	46
Figura 15 – Bloco utilizado .....	57
Figura 16 – Pequena parede sem reforço.....	58
Figura 17 – Pequenas paredes sem reforço com capeamento .....	59
Figura 18 – Chapisco em pequena parede .....	60
Figura 19 – Vista em planta do posicionamento das armaduras .....	61
Figura 20 – Execução do reforço: (a) primeira camada de argamassa, (b) posicionamento da tela de aço, (c) segunda camada de argamassa.....	62
Figura 21 – Pequena parede com pontas da armadura sobressalientes: (a) vista da face, (b) vista de perfil .....	62
Figura 22 – Pequena parede com pontas das armaduras cortadas .....	63
Figura 23 – Pequena parede com reforço vista em planta.....	63
Figura 24 – Pequenas paredes com reforço finalizadas.....	64
Figura 25 – Prisma.....	64
Figura 26 – Prismas capeados .....	65
Figura 27 – Corpo de prova da argamassa utilizada para reforço .....	66
Figura 28 – Realização dos ensaios: (a) equipamento utilizado, (b) ensaio de pequena parede com reforço.....	67
Figura 29 – Ensaio de prisma .....	67

Figura 30 – Ensaaios da argamassa: (a) tração na flexão, (b) compressão.....	68
Figura 31 – Fissuras em prisma rompido: (a) vista frontal, (b) vista lateral.....	77
Figura 32 – CPs de argamassa para reforço rompidos: (a) ensaio à tração na flexão, (b) ensaio à compressão .....	78
Figura 33 – Pequena parede sem reforço rompida.....	79
Figura 34 – Primeiras fissuras em pequena parede com reforço .....	80
Figura 35 – Pequena parede com reforço após ruptura (vista lateral) .....	81
Figura 36 – Pequena parede com reforço após ruptura (vista superior) .....	81

## **LISTA DE QUADROS**

Quadro 1 – Cronograma do trabalho .....	19
---	----





## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Dimensões de fabricação de blocos cerâmicos estruturais .....	29
Tabela 2 – Dimensões nominais de blocos vazados de concreto .....	30
Tabela 3 – Requisitos para resistência característica à compressão, absorção e retração .....	30
Tabela 4 – Traços indicativos para argamassas de assentamento .....	32
Tabela 5 – Coeficientes de ponderação de resistências ( $\gamma_m$ ) .....	49
Tabela 6 – Coeficientes de ponderação para combinações normais de ações .....	50
Tabela 7 – Coeficientes para redução de ações variáveis .....	50
Tabela 8 – Número mínimo de corpos-de-prova por tipo de elemento de alvenaria .....	57
Tabela 9 – Espessuras admissíveis de revestimentos internos e externos .....	63
Tabela 10 – Cargas e tensões de ruptura dos prismas .....	77
Tabela 11 – Cargas e tensões de ruptura dos corpos de prova de argamassa para reforço .....	78
Tabela 12 – Cargas e tensões das primeiras fissuras e das rupturas das pequenas paredes sem reforço .....	80
Tabela 13 – Cargas e tensões das primeiras fissuras e das rupturas das pequenas paredes com reforço .....	81
Tabela 14 – Tabela resumo de resultados obtidos das pequenas paredes sem reforço .....	82
Tabela 15 – Tabela resumo de resultados obtidos das pequenas paredes com reforço .....	82
Tabela 16 – Tensões de ruptura dos prismas .....	91
Tabela 17 – Tensões de ruptura dos corpos de prova da argamassa de reforço no ensaio à compressão .....	95



## **LISTA DE SIGLAS**

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM – *American Society for Testing and Materials*

ELU – Estado Limite Último

LEME – Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais

NBR – Norma Brasileira

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul



## LISTA DE SÍMBOLOS

$f_d$  – resistência à compressão de cálculo da alvenaria

$f_k$  – resistência característica à compressão simples da alvenaria

$f_{bk}$  – resistência característica à compressão simples do bloco

$f_{pk}$  – resistência característica à compressão simples do prisma

$f_{ppk}$  – resistência característica à compressão simples de pequena parede

$h_e$  – altura efetiva

$t_e$  – espessura efetiva

$x$  – altura da linha neutra

$y$  – profundidade da região de compressão uniforme

$A$  – área da seção resistente

$C$  – comprimento do bloco

$E$  – módulo de elasticidade do material

$F_d$  – valor de cálculo para combinação última de carregamentos

$F_{G,k}$  – valor característico das ações permanentes

$F_{Q1,k}$  – valor característico da ação variável considerada como principal

$F_{Qj,k}$  – valor característico das demais ações variáveis

$H$  – altura do bloco

$L$  – largura do bloco ou comprimento original do elemento

$M$  – módulo dimensional dos blocos

$N_{rd}$  – força normal resistente de cálculo da alvenaria

$N_{rt}$  – força normal resistente teórica da alvenaria

$N_{rt,aço}$  – força normal resistente teórica à compressão simples da armadura de aço

$N_{rt,alv}$  – força normal resistente teórica à compressão simples da alvenaria

$N_{rt,arg}$  – força normal resistente teórica à compressão simples da argamassa

$N_{rd,aço}$  – força normal resistente de cálculo à compressão simples da armadura de aço

$N_{rd,alv}$  – força normal resistente de cálculo à compressão simples da alvenaria

$N_{rd,arg}$  – força normal resistente de cálculo à compressão simples da argamassa

$P$  – força axial interna na seção

$P_{aço}$  – parcela resistente à compressão contribuída pela armadura de aço

$P_{alv}$  – parcela resistente à compressão contribuída pela alvenaria

$P_{arg}$  – parcela resistente à compressão contribuída pela argamassa

$R$  – coeficiente redutor devido à esbeltez

$\gamma_{arg}$  – coeficiente de ponderação da resistência da argamassa

$\gamma_g$  – coeficiente de ponderação de ações permanentes

$\gamma_m$  – coeficiente de ponderação de resistências

$\gamma_q$  – coeficiente de ponderação de ações variáveis

$\Psi_0$  – coeficiente para redução de ações variáveis

$\lambda$  – índice de esbeltez

$\delta$  – deslocamentos relativos

$\sigma$  – tensão

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>15</b>
1.1	QUESTÃO DE PESQUISA .....	16
1.2	OBJETIVO DA PESQUISA .....	16
1.3	PRESSUPOSTO .....	16
1.4	PREMISSA .....	16
1.5	DELIMITAÇÕES .....	17
1.6	LIMITAÇÕES .....	17
1.7	DELINEAMENTO .....	17
<b>2</b>	<b>FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA .....</b>	<b>21</b>
2.1	DESENVOLVIMENTO HISTÓRICO DA ALVENARIA ESTRUTURAL .....	21
<b>2.1.1</b>	<b>Síntese Histórica.....</b>	<b>21</b>
<b>2.1.2</b>	<b>Obras Relevantes em Alvenaria Estrutural .....</b>	<b>23</b>
2.2	DEFINIÇÃO DE ALVENARIA ESTRUTURAL .....	26
2.3	TIPOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL.....	27
<b>2.3.1</b>	<b>Alvenaria Estrutural Não-Armada .....</b>	<b>27</b>
<b>2.3.2</b>	<b>Alvenaria Estrutural Armada .....</b>	<b>27</b>
<b>2.3.3</b>	<b>Alvenaria Estrutural Parcialmente Armada.....</b>	<b>27</b>
<b>2.3.4</b>	<b>Alvenaria Estrutural Protendida .....</b>	<b>27</b>
2.4	COMPONENTES DA ALVENARIA ESTRUTURAL.....	28
<b>2.4.1</b>	<b>Unidade .....</b>	<b>28</b>
<b>2.4.2</b>	<b>Argamassa de assentamento .....</b>	<b>31</b>
<b>2.4.3</b>	<b>Armadura .....</b>	<b>33</b>
<b>2.4.4</b>	<b>Graute .....</b>	<b>33</b>
2.5	ASPECTOS TÉCNICOS E ECONÔMICOS .....	34
2.6	MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS FREQUENTES .....	36
2.7	REFORÇO COMPOSTO POR ARGAMASSA ARMADA.....	43
<b>2.7.1</b>	<b>Princípios de Funcionamento .....</b>	<b>44</b>
<b>2.7.2</b>	<b>Componentes da Argamassa Armada.....</b>	<b>45</b>
2.8	CÁLCULO ESTRUTURAL.....	47
<b>2.8.1</b>	<b>Dimensionamento de Alvenaria Estrutural sem Reforço .....</b>	<b>47</b>
<b>2.8.2</b>	<b>Dimensionamento de Alvenaria Estrutural com Reforço .....</b>	<b>51</b>
<b>3</b>	<b>MÉTODO DO TRABALHO .....</b>	<b>57</b>

3.1	DESCRIÇÃO DOS MODELOS ENSAIADOS .....	57
3.1.1	Descrição das Pequenas Paredes sem Reforço.....	57
3.1.2	Descrição das Pequenas Paredes com Reforço .....	59
3.1.3	Descrição dos Prismas.....	64
3.1.4	Descrição dos CPs da Argamassa Utilizada como Reforço .....	65
3.2	DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS .....	66
3.2.1	Ensaio das Pequenas Paredes .....	66
3.2.2	Ensaio dos Prismas.....	67
3.2.3	Ensaio dos CPs da Argamassa Utilizada como Reforço .....	68
3.3	DESCRIÇÃO DOS CÁLCULOS .....	68
3.3.1	Cálculos da Alvenaria Estrutural sem Reforço .....	68
3.3.2	Cálculos da Alvenaria Estrutural com Reforço.....	71
4	RESULTADOS E ANÁLISES .....	77
4.1	RESULTADOS DOS ENSAIOS EM LABORATÓRIO .....	77
4.2	COMPARATIVO ENTRE VALORES CALCULADOS E VALORES EXPERIMENTAIS .....	82
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	83
5.1	CONSIDERAÇÕES .....	83
5.2	SUGESTÕES DE PESQUISA .....	84
	REFERÊNCIAS .....	85
	APÊNDICE A – Cálculo da resistência característica de compressão de prisma ( $f_{pk}$ )....	89
	APÊNDICE B – Cálculo da resistência característica de compressão da argamassa de reforço ( $f_{k,arg}$ ) .....	93



## 1 INTRODUÇÃO

A alvenaria é um sistema construtivo muito tradicional, sendo utilizada desde o início da atividade humana para a execução de estruturas. Com a utilização de blocos de diversos materiais foram produzidas obras que desafiaram o tempo, atravessando séculos ou mesmo milênios até chegarem aos dias atuais (RAMALHO; CORRÊA, 2003, p. 2). Segundo Cavalheiro (1998, p. [1]), as primeiras paredes de alvenaria estrutural (em pedra ou tijolos cerâmicos secos ao Sol) apresentavam grandes espessuras, visto que ainda não existia conhecimento das características de resistência dos materiais nem de procedimentos racionais de cálculo. Assim, as construções em alvenaria eram dimensionadas empiricamente e a concepção estrutural era essencialmente intuitiva.

No ano de 1950, com o surgimento de códigos de obras e normas com procedimentos de cálculo na Europa e na América do Norte, houve notável desenvolvimento da alvenaria estrutural em todo o mundo (SOARES, 2011, p. 3). Em seguida, os anos de 1960 e 1970 foram marcados por intensas pesquisas experimentais e aperfeiçoamento de modelos matemáticos de cálculo, visando técnicas que resistam não apenas a cargas estáticas e dinâmicas de vento e sismos, mas também ações de caráter excepcional, como explosões e retirada de paredes estruturais (CAVALHEIRO, 1998, p. [1]). Conforme HENDRY et al. (2004, p. [13]), com o desenvolvimento de pesquisas e da experiência prática adquirida se tem, atualmente, um nível de aperfeiçoamento das normas que permitem a aproximação dos projetos de alvenaria estrutural aos projetos de concreto e aço.

A respeito das vantagens no uso da alvenaria estrutural, pode-se destacar a capacidade de utilizar o mesmo elemento com uma grande variedade de funções, o que em uma construção com estrutura independente (concreto armado ou aço) não é possível. Com tal característica a alvenaria pode, simultaneamente, ter função estrutural, de subdivisão de espaços, isolamento térmico e acústico, proteção contra incêndios e adversidades meteorológicas, etc. A alvenaria também pode ser considerada de baixo custo, durável, de execução simplificada e permite acabamentos com aparências aceitáveis quando bem executada (HENDRY et al., 2004, p. [13]).

Entretanto, mesmo com relevante desenvolvimento tecnológico, são perceptíveis inúmeros problemas relacionados à alvenaria estrutural. Esses problemas podem ser ocasionados por dimensionamento mal realizado, execução inadequada em obra, mudança da utilização da

edificação, falta de compatibilização de projetos, retirada de paredes em reformas, manifestações patológicas, etc. sendo necessária a execução de algum tipo de reforço que resista às solicitações. Assim, esse trabalho visa contribuir com os estudos de reforço em alvenaria estrutural de cerâmica apresentando uma metodologia de cálculo para dimensionamento de reforço composto por argamassa armada em paredes de dimensões reduzidas (pequenas paredes) e verificando a eficiência da técnica através de ensaios em laboratório.

### 1.1 QUESTÃO DE PESQUISA

Como realizar o dimensionamento de reforço estrutural para alvenaria estrutural de blocos cerâmicos revestidas de argamassa armada com a finalidade de aumentar a capacidade de carga das mesmas?

### 1.2 OBJETIVO DA PESQUISA

O objetivo dessa pesquisa é o dimensionamento de um reforço estrutural para alvenaria estrutural de blocos cerâmicos revestida com argamassa armada com o propósito de aumentar a capacidade de carga.

Podem ser citados como objetivos secundários a identificação dos métodos de cálculo de dimensionamento de reforço estrutural e a verificação do comportamento em ensaios experimentais de pequenas paredes.

### 1.3 PRESSUPOSTO

O trabalho tem por pressuposto que a execução de revestimento composto por argamassa armada tem a competência de aumentar a capacidade de carga em alvenaria estrutural de blocos cerâmicos.

### 1.4 PREMISSE

O trabalho tem como premissa o fato de que são verificados inúmeros problemas relacionados à alvenaria estrutural que resultam no acréscimo de tensões em paredes, sendo necessária a execução de reforço que resista às novas solicitações.

## 1.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se à execução e verificação (através de cálculos) de reforço estrutural composto por argamassa armada em pequenas paredes de alvenaria estrutural e na realização de ensaios para fins de comparação. Foram utilizados blocos estruturais de cerâmica como unidades básicas das pequenas paredes e os equipamentos para os ensaios foram disponibilizados pelo Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME) da UFRGS.

## 1.6 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

- a) Não serão estudadas outras formas ou combinações de materiais com função de reforço estrutural, será estudada apenas a argamassa armada;
- b) A execução dos protótipos para os ensaios foram conforme as limitações dos equipamentos do LEME;
- c) Os estudos avaliaram apenas a ação de carga distribuída vertical centrada (compressão axial), não foram analisadas ações de flexocompressão, cisalhamento, tração, com cargas excêntricas ou outras que não seja a preestabelecida.

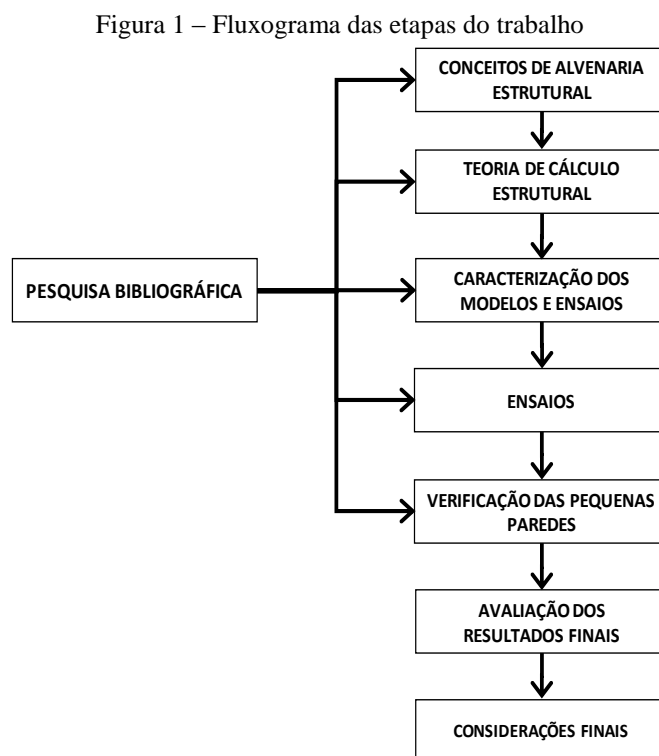
## 1.7 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado conforme as etapas abaixo.

- a) Pesquisa bibliográfica;
- b) Conceitos da alvenaria estrutural;
- c) Teoria de cálculo para dimensionamento de alvenaria estrutural;
- d) Caracterização dos modelos em análise (pequenas paredes);
- e) Caracterização dos ensaios;
- f) Ensaios;
- g) Verificação das pequenas paredes sem reforço estrutural;

- h) Verificação das pequenas paredes com reforço estrutural de argamassa armada;
- i) Avaliação dos resultados finais;
- j) Considerações finais.

A figura 1 apresenta as etapas do trabalho por meio de um fluxograma.



(fonte: elaborada pelo autor)

Foi feita uma pesquisa bibliográfica a fim de adquirir embasamento teórico a respeito do assunto, essa foi fundamental para a obtenção do conhecimento que permitiu descrever o dimensionamento de paredes de alvenaria estrutural e também realizar a execução das pequenas paredes que foram ensaiadas. O trabalho possui uma etapa destinada aos conceitos da alvenaria estrutural, onde será explicado o desenvolvimento histórico, definição, tipos de alvenaria estrutural, componentes, aspectos técnicos e econômicos, manifestações patológicas estruturais frequentes e características do reforço de argamassa armada. Ainda como base para o desenvolvimento do trabalho, foi explicada a teoria de cálculo estrutural, onde foi detalhado como realizar o dimensionamento das pequenas paredes com e sem reforço.

Após, foi feita a caracterização dos modelos em análise, onde foram especificadas as características dos protótipos, e também a caracterização dos ensaios, onde foram explicadas as

metodologias dos ensaios e as características dos equipamentos utilizados. Foram feitos ensaios a fim de fornecer dados que possam ser comparados com o intuito de verificar a eficiência da técnica de dimensionamento descrita. Os ensaios submeteram as pequenas paredes à carga distribuída vertical centrada (ensaio de compressão axial).

A partir dos métodos de dimensionamento, foram feitos cálculos de verificação das pequenas paredes sem reforço estrutural. Posteriormente à verificação das pequenas paredes sem reforço foi realizada a verificação das pequenas paredes com reforço estrutural, essa etapa levou em consideração o comportamento dos componentes da alvenaria e do reforço trabalhando em conjunto. Os cálculos de verificação de ambos os tipos de paredes foram fundamentais para que seja verificada a eficiência da técnica de dimensionamento a partir da comparação com os resultados obtidos nos ensaios.

Na avaliação dos resultados finais foi feita a comparação das tensões suportadas pelos protótipos com as tensões que foram obtidas na etapa de verificação e avaliou-se a eficiência da técnica de dimensionamento de reforço estrutural com argamassa armada em pequenas paredes de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos. As considerações finais descrevem as conclusões tiradas a respeito do trabalho realizado e indicam assuntos possíveis a serem estudados futuramente. O quadro 1 apresenta o cronograma do trabalho.

Quadro 1 – Cronograma do trabalho

ETAPA:	set/16	out/16	nov/16	dez/16	jan/17	fev/17	mar/17	abr/17	mai/17
Pesquisa bibliográfica	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Conceitos da alvenaria estrutural		x	x						
Teoria de cálculo para dimensionamento da alvenaria			x						
Caracterização das pequenas paredes				x	x	x			
Caracterização dos ensaios						x	x		
Execução das pequenas paredes e dos ensaios								x	x
Verificação de pequena parede sem reforço estrutural								x	x
Verificação de pequena parede com reforço estrutural								x	x
Avaliação dos resultados finais									x
Considerações finais									x

(fonte: elaborada pelo autor)



## 2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

### 2.1 DESENVOLVIMENTO HISTÓRICO DA ALVENARIA ESTRUTURAL

#### 2.1.1 Síntese Histórica

De acordo com Cavalheiro (1998, p. [1]), “A alvenaria estrutural tem suas origens na Pré-História. É assim um dos mais antigos sistemas de construção da humanidade.”. Desse modo, por ser um processo realizado há milhares de anos pelo homem, já foi substituído por distintos sistemas construtivos e seus elementos constituintes são ocasionalmente modificados por outros, visando uma melhor adequação no que concerne ao aparecimento de novos materiais (COÊLHO, 1998, p. 13). Fundamentando isso, Soares (2011, p. 2) afirma que “Inicialmente eram utilizados blocos de rocha como elementos de alvenaria, mas a partir do ano 4000 a.C. a argila passou a ser trabalhada possibilitando a produção de tijolos.”.

A alvenaria teve notável permanência como material estrutural até o final do século 19, porém devido à falta de estudos e de pesquisas na área, não havia conhecimento de técnicas racionais de cálculo. Era necessário realizar dimensionamentos exagerados com o objetivo de garantir a segurança estrutural da edificação, visto que os cálculos eram feitos apenas com base na experiência do projetista (SOARES, 2011, p. 3). Porém, deve-se destacar que mesmo com dimensionamentos alcançados de maneira empírica, já eram utilizados conceitos da mecânica estrutural aos projetos e às avaliações em estruturas de alvenaria no século 17, quando os princípios da estática eram aplicados à investigação da estabilidade de arcos e domos (HENDRY, 2002, p. 291).

Ao final do século 19 as estruturas de aço passaram a ser utilizadas em diversas obras, face à evolução dos métodos de cálculo e da tecnologia do metal. Juntamente com o desenvolvimento e domínio do aço destaca-se o aprimoramento do cimento resultando na ampla utilização de estruturas de concreto armado que, em conjunto com as estruturas metálicas, restringiram o uso da alvenaria estrutural apenas a construções de pequeno porte (CAVALHEIRO, 1998, p. [1]).

Após a segunda Guerra Mundial (1939-1945), com a escassez de materiais de construção na Europa (especialmente o aço), houve novamente um aumento no interesse pela construção de edifícios em alvenaria estrutural. Frente a esse panorama, foram construídos nessa época alguns

edifícios em alvenaria estrutural, principalmente na Suíça (HENDRY<sup>1</sup>, 2002 apud RICHTER, 2007, p. 5-6). Na década de 1950 houve a introdução de normas para alvenaria estrutural que possibilitaram calcular a espessura necessária de paredes e a capacidade de carga da alvenaria com uma base mais racional (HENDRY et al., 2004, p. [13]), auxiliando no crescimento do uso da alvenaria estrutural.

Conforme é citado por Candia e Franco (1995, p. [4]):

A alvenaria estrutural caminhou nas décadas de 50-60 no sentido de construir edifícios de grande altura, empregando estruturas pouco massivas comparadas com as existentes até aquele momento e, portanto, econômicas em relação às executadas em concreto armado.

Para vencer o desafio da altura em edifícios feitos em alvenaria estrutural, em alguns países, desenvolveram-se muitas pesquisas com a finalidade de conhecer o comportamento de seus materiais e assim posteriormente estabelecerem-se suas normas.

Essas pesquisas marcaram os anos de 1960 e 1970 com o aperfeiçoamento de modelos matemáticos de cálculo e melhorias nas técnicas para dimensionamento de alvenaria estrutural (CAVALHEIRO, 1998, p. [1]).

O eminente desenvolvimento de pesquisas e estudos em projeto e execução de alvenaria estrutural conferiram, segundo Hendry et al. (2004, p. [13]), um nível de aperfeiçoamento das normas que permitem a aproximação dos projetos de alvenaria estrutural aos projetos de concreto e aço. Atualmente a alvenaria estrutural pode ser considerada um econômico e competitivo sistema racionalizado, de versátil e fácil industrialização, face às reduzidas dimensões do componente modular básico empregado (CAVALHEIRO, 1998, p. [1]).

No Brasil, o conceito da alvenaria estrutural começou a ser utilizado no período colonial, com o emprego da pedra, tijolo de barro cru e taipa de pilão, apresentando os primeiros avanços da técnica a partir de 1850, com a utilização de tijolos de barro cozido (CAVALHEIRO, 1998, p. [2]). Entretanto, as técnicas mais racionais de cálculo e execução do sistema são relativamente recentes, ascendendo ao final dos anos 60 (ROMAN et al., 1999, p. 13).

---

<sup>1</sup> HENDRY, A. W. **Engineered design of masonry buildings: fifty years development in Europe**. Prog. Struct. Eng. Mater. 2002; 4:291-300. University of Edinburgh, Scotland.



É possível supor que os primeiros edifícios em alvenaria estrutural do Brasil tenham sido construídos em 1966, em São Paulo. Essas edificações foram executadas com blocos de concreto e tinham apenas quatro pavimentos. Posteriormente, em 1972, foram construídos edifícios mais elevados, também em São Paulo, tendo, como exemplo, o condomínio Central Parque Lapa que possui quatro blocos com 12 pavimentos em alvenaria armada de blocos de concreto. Em alvenaria estrutural não-armada se tem notícias dos primeiros edifícios mais elevados no ano de 1977, possuindo nove pavimentos. Essas edificações foram executadas com blocos sílico-calcários, contendo 24 cm de espessura para as paredes estruturais (RAMALHO; CORRÊA, 2003, p. 5).

Segundo Soares (2011, p. 3):

A alvenaria estrutural atingiu o auge no Brasil na década de 80, disseminada com a construção dos conjuntos habitacionais, onde ficou tida como um sistema para baixa renda. Devido ao seu grande potencial de redução de custos diversas construtoras e produtoras de blocos investiram nessa tecnologia para torná-la mais vantajosa.

A abertura de novas fábricas de materiais e o surgimento de grupos de pesquisa sobre o tema auxiliaram no aumento do número de profissionais interessados pelo sistema (ROMAN et al., 1999, p. 13). A alvenaria estrutural acabou se estabelecendo como uma alternativa eficiente e econômica para a execução de edificações no Brasil. Mesmo com um desenvolvimento inicialmente mais lento o sistema teve boa aceitação (RAMALHO; CORRÊA, 2003, p. 5).

### **2.1.2 Obras Relevantes em Alvenaria Estrutural**

Ao longo dos séculos obras importantes foram executadas com os princípios da alvenaria estrutural. A seguir serão apresentados resumidamente alguns exemplos dessas construções.

#### **a) Pirâmides de Gizé**

O conjunto de pirâmide de Gizé, no Egito, é formado por três grandes pirâmides, Quéfren, Quéops e Miquerinos, construídas em blocos de pedra por volta do ano 2800 a.C. (VICENTINO, 2002, p. 24). A pirâmide de Quéops, a maior delas, mede 147 metros de altura e sua base é um quadrado de 230 metros de lado. Foram construídas através da colocação de blocos, uns sobre os outros, de maneira a produzirem a forma piramidal característica (RAMALHO; CORRÊA, 2003, p. 2).

Figura 2 – Pirâmides de Gizé



(fonte: Pinterest)

## b) Coliseu

O Coliseu foi construído por volta de 72 d.C. e é um dos anfiteatros mais famosos de Roma, tinha capacidade para abrigar quase 90 mil espectadores (COTRIM, 2002, p.91). Com mais de 500 metros de diâmetro e 50 metros de altura, o Coliseu também possui conceitos de alvenaria estrutural em sua construção (RAMALHO; CORRÊA, 2003, p. 3).

Figura 3 – Coliseu



(fonte: Pinterest)

## c) Edifício Monadnock

Construído em Chicago (EUA) entre 1889 a 1891, o edifício Monadnock era o maior edifício comercial construído em alvenaria estrutural da época, possuindo 16 pavimentos e 65 metros de altura (ANTUNES, 2009, p. [2]). Devido aos métodos empíricos de dimensionamento empregados, suas paredes na base têm 1,80 metros de espessura. Acredita-se que se fosse dimensionado pelos procedimentos utilizados atualmente, com os mesmos materiais, essa espessura seria inferior a 30 cm (RAMALHO; CORRÊA, 2003, p. 4).

Figura 4 – Edifício Monadnock



(fonte: Pinterest)

## d) Hotel Excalibur

O Hotel Excalibur, situado em Las Vegas, Estados Unidos, é considerado o mais alto edifício em alvenaria estrutural e é composto por 4 torres com 28 pavimentos cada. Possui paredes em alvenaria armada de blocos de concreto e a resistência à compressão especificada na base foi aproximadamente de 28 MPa (RAMALHO; CORRÊA, 2003, p. 4). Alguns dos fatores que determinaram a escolha pelo sistema foram os desempenhos diante de ações sísmicas, conforto ambiental e segurança ao fogo. Além disso, o grupo responsável pelo empreendimento estava à procura de uma solução construtiva de rápida execução (NAKAMURA, 2003, p. [4]).

Figura 5 – Hotel Excalibur



(fonte: Pinterest)

#### e) Alvenaria não-armada na Suíça

Outro edifício de importância foi construído em 1950, por Paul Haller, na Basileia, Suíça. O edifício, de 13 pavimentos e 42 metros de altura, foi executado em alvenaria estrutural não-armada com espessura das paredes internas de 15 cm e 37,5 cm para as externas. Pode-se deduzir que o dimensionamento foi realizado com base em procedimentos não muito diferentes dos que se utilizam atualmente, visto que a largura de 15 cm para as paredes mais solicitadas (internas) é a que se obteria em um dimensionamento convencional utilizando-se qualquer uma das principais normas internacionais. Muito provavelmente a largura das paredes externas, de 37,5 cm, foi adotada em função do conforto térmico (RAMALHO; CORRÊA, 2003, p. 4).

## 2.2 DEFINIÇÃO DE ALVENARIA ESTRUTURAL

Segundo Sabbatini (2002, p. 8), alvenaria é um “[...] componente complexo, conformado em obra, constituído por tijolos ou blocos unidos entre si por juntas de argamassa, formando um conjunto rígido e coeso.”. Uma parede de alvenaria estrutural pode ser definida como um componente estrutural contínuo vertical, retilíneo ou curvilíneo, constituído pela vinculação, por meio de um ligante (argamassa), de um conjunto de elementos resistentes (unidades de alvenaria) e que podem conter elementos de reforço de outra natureza (barras de aço, graute ou outros) (GOUVEIA et al., 2006, p. 2). O sistema construtivo composto por alvenaria estrutural é determinado como o procedimento no qual se utilizam as paredes da edificação para resistir às cargas, em substituição aos pilares e vigas utilizados nos sistemas com estrutura de concreto armado, aço ou madeira (ROMAN et al., 1999, p. 16).

O principal conceito relativo ao comportamento da alvenaria estrutural é de que a transmissão das ações deve ocorrer, majoritariamente, por meio de tensões de compressão. Essa concepção é essencial para a análise da alvenaria estrutural como processo construtivo. Mesmo que se admita a existência de tensões de tração em determinadas peças, essas tensões devem preferencialmente ser restritas a pontos específicos da estrutura, além de não apresentarem valores muito elevados. Caso contrário, se as tensões de tração ocorrerem de forma generalizada e apresentando valores elevados a estrutura pode permanecer tecnicamente executável, porém dificilmente será economicamente viável (RAMALHO; CORRÊA, 2003, p. 1).

## 2.3 TIPOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL

A alvenaria estrutural pode ser especificada de acordo com sua execução e sua utilização. Pode ser classificada das seguintes formas:

### 2.3.1 Alvenaria Estrutural Não-Armada

Neste tipo de alvenaria não é utilizada armadura com função estrutural, os reforços de aço (barras, fios e telas) ocorrem apenas por necessidades construtivas e para evitar futuras manifestações patológicas (TAUIL; NESE, 2010, p. 21). As armaduras utilizadas nestas ocasiões são importantes pois conferem maior ductilidade à estrutura e auxiliam na diminuição de fissuras em pontos de concentração de tensões (CAVALHEIRO, 1998, p. [3]).

### 2.3.2 Alvenaria Estrutural Armada

A alvenaria estrutural armada pode ser definida como sendo aquela que possui determinadas cavidades preenchidas com graute e armadura, tendo como objetivo principal absorver os esforços solicitantes (COÊLHO, 1998, p. 82). Portanto, a existência das armaduras passivas (fios, barras e telas de aço) são em virtude das exigências estruturais da edificação (ROMAN et al., 1999, p. 15).

### 2.3.3 Alvenaria Estrutural Parcialmente Armada

A alvenaria estrutural parcialmente armada é aquela que possui determinadas paredes estruturais compostas por alvenaria estrutural armada (possuindo armaduras passivas resistentes aos esforços solicitantes) e as outras paredes estruturais são compostas por alvenaria estrutural não-armada (contendo apenas armaduras de finalidade construtiva) (CAVALHEIRO, 1998, p. [3]). Segundo Camacho (2006, p. 3), essa é uma definição empregada apenas no Brasil.

### 2.3.4 Alvenaria Estrutural Protendida

A alvenaria estrutural protendida é usualmente caracterizada por estar submetida a esforços laterais necessitando alta resistência à flexão (PARSEKIAN; FRANCO, 2002, p. 3). É submetida a esforços de compressão por meio do uso de reforço composto por armadura ativa (que exerce tensão) (ROMAN et al., 1999, p. 15).

## 2.4 COMPONENTES DA ALVENARIA ESTRUTURAL

Os principais componentes da alvenaria estrutural são as unidades (blocos ou tijolos), argamassas, armaduras e o graute. O comportamento dos diferentes materiais ao formarem a parede pode variar muito, portanto, entender o funcionamento das paredes de alvenaria estrutural em função dos materiais constituintes é de fundamental importância, tanto na etapa de projeto como na de execução (ROMAN et al., 2003, p. 38). A seguir serão apresentadas algumas características dos principais componentes da alvenaria estrutural.

### 2.4.1 Unidade

É possível definir a unidade de alvenaria como o produto que possui formato paralelepipedal e adequado para compor uma alvenaria (ROMAN et al., 1999, p. 21). Por serem os componentes básicos da alvenaria estrutural, as unidades são as principais responsáveis pelas características resistentes da estrutura (RAMALHO; CORRÊA, 2003, p. 7).

No Brasil, as unidades mais utilizadas em edificações de alvenaria estrutural são fabricadas com concreto ou cerâmica. Quanto à forma, as unidades podem ser maciças (possuem índice de vazios de no máximo 25 % da área total) ou vazadas (contêm índice de vazios superior a 25 % da área total) (RAMALHO; CORRÊA, 2003, p. 7). As unidades podem ser classificadas em blocos ou tijolos. De modo geral, os blocos são componentes de fabricação industrial com dimensões que superam as dos tijolos (SABBATINI, 2002, p. 9). Serão descritas as principais características das unidades a seguir:

#### a) Unidades de cerâmica

São produzidas a partir da argila, submetidas à secagem e à queima em temperaturas bastante elevadas (COELHO, 1998, p. 32). A qualidade das unidades de cerâmica está intimamente relacionada à qualidade das argilas empregadas na fabricação e também ao processo de produção. Devido a isto, torna-se imprescindível a realização de ensaios de caracterização das unidades (ROMAN et al., 1999, p. 22).

As unidades de cerâmica, assim como a maioria das demais, apresentam bom comportamento às solicitações de compressão, porém baixas resistências à tração, flexão e cisalhamento (THOMAZ; HELENE, 2000, p. 1). Segundo a NBR 15270-2 (ABNT, 2005, p. 7), “A

resistência característica à compressão ( $f_{bk}$ ) dos blocos cerâmicos estruturais deve ser considerada a partir de 3,0 MPa, referida à área bruta.”.

A NBR 15270-2:2005 estabelece também as dimensões de fabricação dos blocos cerâmicos estruturais, conforme é mostrado na tabela 1.

Tabela 1 – Dimensões de fabricação de blocos cerâmicos estruturais

Dimensões L x H x C	Dimensões de fabricação [cm]					
Módulo dimensional M = 10 cm	Largura (L)	Altura (H)	Comprimento (C)			
			Bloco Principal	1/2 Bloco	Amarração (L)	Amarração (T)
(5/4)M x (5/4)M x (5/2)M	11,5	11,5	24	11,5	-	36,5
(5/4)M x (2)M x (5/2)M		19	24	11,5	-	36,5
(5/4)M x (2)M x (3)M			29	14	26,5	41,5
(5/4)M x (2)M x (4)M			39	19	31,5	51,5
(3/2)M x (2)M x (3)M	14	19	29	14	-	44
(3/2)M x (2)M x (4)M			39	19	34	54
(2)M x (2)M x (3)M	19	19	29	14	34	49
(2)M x (2)M x (4)M			39	19	-	59

Bloco L - bloco para amarração em paredes em L.

Bloco T - bloco para amarração em paredes em T.

(fonte: NBR 15270-2:2005, p. 4)

#### b) Unidades de concreto

São obtidas a partir da mistura de cimento Portland, agregados e água, e moldadas por vibroprensagem (ROMAN et al., 2003, p. 38). Os blocos de concreto devem ter aspecto homogêneo, compacto e de arestas vivas; não devem apresentar trincas, fraturas ou outros defeitos que possam prejudicar o seu assentamento ou afetar a resistência e durabilidade da construção (COELHO, 1998, p. 28).

A NBR 6136:2014 especifica as dimensões nominais dos blocos vazados de concreto, conforme está representado na tabela 2.

Tabela 2 – Dimensões nominais de blocos vazados de concreto

Família		20x40	15x40	15x30	12,5 x 40	12,5 x 25	12,5 x 37,5	10x40	10x30	7,5x40	
Medida Nominal [mm]	Largura	190	140		115			90		65	
	Altura	190	190	190	190	190	190	190	190	190	
	Comprimento	Inteiro	390	390	290	390	240	365	390	290	390
		Meio	190	190	140	190	115	-	190	140	190
		2/3	-	-	-	-	-	240	-	190	-
		1/3	-	-	-	-	-	115	-	90	-
		Amarração "L"	-	340	-	-	-	-	-	-	-
		Amarração "T"	-	540	440	-	365	-	-	290	-
		Compensador A	90	90	-	90	-	-	90	-	90
		Compensador B	40	40	-	40	-	-	40	-	40
		Canaleta inteira	390	390	290	390	240	365	390	290	-
		Meia canaleta	190	190	140	190	115	-	190	140	-

NOTA 1 As tolerâncias permitidas nas dimensões dos blocos indicados nesta Tabela são de +- 2,0 mm para a largura e +- 3,0 mm para a altura e para o comprimento.

NOTA 2 Os componentes das famílias de blocos de concreto têm sua modulação determinada de acordo com a ABNT NBR 15873.

NOTA 3 As dimensões da canaleta J devem ser definidas mediante acordo entre fornecedor e comprador, em função do projeto.

(fonte: NBR 6136:2014, p. 5)

Quanto aos requisitos físico-mecânicos, os blocos vazados de concreto devem atender aos limites de resistência, absorção e retração linear por secagem estabelecidos na NBR 6136:2014, demonstrados na tabela 3.

Tabela 3 – Requisitos para resistência característica à compressão, absorção e retração

Classificação	Classe	Resistência característica à compressão axial <sup>a</sup> [MPa]	Absorção [%]				Retração <sup>d</sup> [%]
			Agregado normal <sup>b</sup>		Agregado leve <sup>c</sup>		
			Individual	Média	Individual	Média	
Com função estrutural	A	$f_{bk} \geq 8,0$	$\leq 8,0$	$\leq 6,0$	$\leq 16,0$	$\leq 13,0$	$\leq 0,065$
	B	$4,0 \leq f_{bk} < 8,0$	$\leq 10,0$	$\leq 8,0$			
Com ou sem função estrutural	C	$f_{bk} \geq 3,0$	$\leq 12,0$	$\leq 10,0$			



Tabela 3 (continuação)

---

<sup>a</sup>	Resistência característica à compressão axial obtida aos 28 dias.
<sup>b</sup>	Blocos fabricados com agregado normal. (ver definição na ABNT NBR 9935)
<sup>c</sup>	Blocos fabricados com agregado leve. (ver definição na ABNT NBR 9935)
<sup>d</sup>	Ensaio facultativo.

---

(fonte: NBR 6136:2014, p. 7)

### c) Outros

Diversos outros materiais podem ser utilizados como unidades de alvenaria nas edificações. Como exemplo podem ser citadas as pedras de mão, que são usadas nas construções como elementos estruturais desde os primórdios da civilização (COELHO, 1998, p. 38).

Existem também as unidades sílico-calcárias, fabricadas a partir da mistura homogênea de areia quartzosa e cal. As peças são moldadas em prensas hidráulicas e posteriormente são curadas por vapor a alta pressão (ROMAN et al., 2003, p. 38). Esse sistema industrial permite a obtenção de peças com dimensões precisas e regulares, com resistência à compressão variável dependendo de sua função (estrutural ou de vedação) (COELHO, 1998, p. 36). As principais características da unidade sílico-calcárias são a sua boa resistência, durabilidade e grande uniformidade dimensional (ROMAN et al., 1999, p. 22).

As unidades de concreto celular também podem ser utilizadas, tratam-se de concretos de pequena densidade aparente e baixa condutividade térmica. Elas são produzidas a partir de misturas de cimento com areia quartzosa e cal, contendo agregado leve e agente espumante, ou então a partir de misturas de cimento com areia quartzosa e cal contendo alumínio em pó e um surfactante. As composições são moldadas em mesas vibratórias e posteriormente são submetidas a tratamento em autoclave (COELHO, 1998, p. 38). Outro tipo de unidade para alvenarias são as compostas de solo-cimento. São unidades constituídas por uma mistura homogênea, compactada e endurecida de solo, cimento, água e, eventualmente, aditivos (ROMAN et al., 2003, p. 39).

## 2.4.2 Argamassa de assentamento

Segundo Ramalho e Corrêa (2003, p.7-8), “A argamassa de assentamento possui as funções básicas de solidarizar as unidades, transmitir e uniformizar as tensões entre as unidades de

alvenaria, absorver pequenas deformações e prevenir a entrada de água e vento nas edificações.”. Usualmente é composta por um ou mais aglomerantes (cimento e cal), por um agregado miúdo (areia) e água (ROMAN et al., 2003, p. 49). O cimento tem função importante na aderência entre a argamassa e as unidades de alvenaria, na resistência mecânica da parede e na estanqueidade à água das juntas. A cal, devido ao seu potencial de retenção de água, resultará em menor módulo de deformação das paredes, com maior potencial de acomodar movimentações (THOMAZ; HELENE, 2000, p. 15-16). A escolha do traço da argamassa dependerá de sua utilização e do meio no qual ela será aplicada. A ASTM (American Society for Testing and Materials) recomenda alguns traços indicativos para argamassas de assentamento em função de suas resistências médias à compressão, apresentados na tabela 4.

Tabela 4 – Traços indicativos para argamassas de assentamento

Tipo de argamassa	Traço em volume			Resistência média aos 28 dias (MPa)
	cimento	cal hidratada*	areia	
M	1	0,25	2,8 a 3,8	17,2
S	1	0,25 a 0,50	2,8 a 4,5	12,4
N	1	0,50 a 1,25	3,4 a 6,8	5,2
O	1	1,25 a 2,50	5,0 a 10,5	2,4
K	1	2,50 a 4,00	7,9 a 15,0	0,5

(\*) cal hidratada em pó ou pasta de cal virgem

(fonte: ASTM <sup>2</sup>, 1987 apud THOMAZ; HELENE, 2000, p. 15)

A argamassa de assentamento é um adesivo que integra as unidades de alvenaria, portanto, necessita ter resistência adequada, ser durável, impermeável, resiliente, econômica e com boa trabalhabilidade. As especificações e os requisitos demonstram que não é aconselhável utilizar argamassas altamente resistentes à compressão, podendo prejudicar a aderência e a trabalhabilidade da mesma (ROMAN et al., 2003, p. 55). Nota-se, então, que a resistência à compressão da argamassa não é tão significativa para a resistência à compressão das paredes, mais importante que essa característica é a plasticidade, que realmente permite a transferência de tensões de modo uniforme de uma unidade à outra (RAMALHO; CORRÊA, 2003, p. 8). Comprovando isso, a NBR 15812-1 (ABNT, 2010, p. 9) indica que a resistência à compressão da argamassa de assentamento deve ser limitada ao valor máximo de 0,7 da resistência característica especificada para o bloco, em relação à área líquida.

<sup>2</sup> AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Specification for Mortar for Unit Masonry**. ASTM C 270-86b. In Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1987.

### 2.4.3 Armadura

As armaduras utilizadas na alvenaria estrutural com finalidade de reforçar juntas e melhorar a amarração entre paredes são as mesmas utilizadas nas construções de alvenaria convencional (SOARES, 2011, p. 23). As armaduras utilizadas com finalidade de resistir às solicitações, ou seja, aquelas utilizadas na alvenaria estrutural armada, são as mesmas utilizadas nas estruturas de concreto armado e devem estar sempre envolvidas por graute, para garantir o trabalho conjunto com o restante dos componentes (RAMALHO; CORRÊA, 2003, p. 8).

Algumas considerações são importantes no que se refere à utilização das armaduras em edificações de alvenaria estrutural, uma delas é a necessidade de sempre armar os cantos externos da edificação, incluindo cantos de pontos recortados, independente da altura do prédio. Essa armadura é considerada construtiva e geralmente são utilizadas barras de 10 mm. Deve-se também verificar a existência de tensões de tração e armar as paredes quando esta for maior que a admitida por norma (PARSEKIAN, 2012, p. 64-65).

### 2.4.4 Graute

O graute pode ser considerado um concreto ou argamassa com fluidez suficiente para preencher os vazios dos blocos sem que haja segregação dos seus componentes (ROMAN et al., 2003, p. 57). É composto pelos mesmos materiais utilizados para produzir concreto convencional, porém as diferenças estão nas dimensões dos agregados (que devem ser mais finos, passando 100 % na peneira 12,5 mm) e na relação água/cimento. Sua função é propiciar o aumento da área da seção transversal das unidades e promover a integração dos blocos com eventuais armaduras posicionadas nos seus vazios (SOARES, 2011, p. 21). Dessa forma pode-se aumentar a capacidade portante da alvenaria à compressão sem a necessidade de aumentar a resistência da unidade e também permitir que as armaduras colocadas combatam tensões de tração que a alvenaria por si só não teria condições de resistir (RAMALHO; CORRÊA, 2003, p. 8).

As principais características que o graute deve apresentar são: consistência (a mistura deve ser coesa e também ter fluidez suficiente para preencher os vazios dos blocos), retração (a retração não deve ser capaz de permitir separação entre o graute e as paredes dos blocos) e resistência à compressão (a resistência do graute combinada com as propriedades dos blocos definirão as características da alvenaria) (ROMAN et al., 2003, p. 57). Segundo a NBR 15961-1 (ABNT, 2011, p. 9), o graute deve ter sua influência na resistência da alvenaria verificada em laboratório,

nas condições de sua utilização e, em elementos de alvenaria armada, a resistência à compressão característica deve ter um valor mínimo de 15 MPa.

## 2.5 ASPECTOS TÉCNICOS E ECONÔMICOS

A alvenaria estrutural tornou-se uma opção de construção largamente empregada no mundo, devido a vantagens como flexibilidade de construção, economia, valor estético e velocidade de construção. Uma das grandes vantagens que a alvenaria estrutural apresenta é a possibilidade de incorporar facilmente conceitos de racionalização, produtividade e qualidade, podendo produzir construções com bom desempenho tecnológico aliado a baixos custos (ROMAN et al., 1999, p. 13).

A seguir são apresentadas algumas vantagens técnicas e econômicas que o correto emprego da alvenaria estrutural pode proporcionar.

### a) Redução de custos

A redução de custos relaciona-se à adequada aplicação das técnicas de projeto e execução, podendo chegar até a 30%; provém, basicamente, da simplificação das técnicas de execução e da economia com fôrmas e escoramentos (CAMACHO, 2006, p. 4). Segundo Ramalho e Corrêa (2003, p. 9), a alvenaria estrutural tem a dupla função de servir de vedação vertical e também de suporte (estrutura) para a edificação, possibilitando considerável contribuição econômica.

### b) Redução significativa de revestimentos

Há redução no uso dos revestimentos pois as unidades (blocos ou tijolos) necessitam qualidade controlada e também devido ao controle maior na execução (RAMALHO; CORRÊA, 2003, p. 11).

### c) Redução da diversidade de mão de obra especializada

A mão de obra especializada é necessária somente para a execução da alvenaria, diferente do que ocorre nas estruturas de concreto armado e aço que necessitam maior variedade de profissionais especializados (CAMACHO, 2006, p. 4).

### d) Redução nos desperdícios de material e mão de obra

Por não se admitir grandes intervenções posteriores nas paredes, como rasgos ou aberturas, há considerável eliminação de desperdícios (RAMALHO; CORRÊA, 2003, p. 11).

e) Maior rapidez na execução

Essa vantagem é notória nesse tipo de construção e decorre principalmente da simplificação das técnicas construtivas (CAMACHO, 2006, p. 4).

Contudo, também podem ser citadas as seguintes desvantagens técnicas e econômicas decorrentes do uso da alvenaria estrutural.

a) Dificuldade de adaptar a arquitetura a um novo uso

Pelo fato das paredes serem responsáveis pela sustentação da edificação, tornam-se inviáveis adaptações significativas no arranjo arquitetônico (RAMALHO; CORRÊA, 2003, p. 12).

b) Necessidade de mão de obra qualificada

Mesmo que haja redução na diversidade de mão de obra especializada, isso não irá impedir a exigência de equipe com treinamento prévio para execução, caso contrário os riscos que comprometem a segurança da edificação aumentarão (RAMALHO; CORRÊA, 2003, p. 12).

c) Necessidade de alvenaria de maior qualidade

Os parâmetros que interferem na resistência da alvenaria devem ser muito bem controlados, de forma a garantir a segurança das edificações; com isso, é necessária a utilização de materiais mais caros (RAMALHO; CORRÊA, 2003, p. 9).

Normalmente o acréscimo de custo para a produção da alvenaria com função estrutural compensa a economia que se tem ao não serem executados os pilares e vigas. Contudo, é necessário avaliar alguns detalhes para que a situação não seja invertida. Entre esses detalhes, pode-se destacar a análise da altura, o arranjo arquitetônico e o tipo de uso da edificação (RAMALHO; CORRÊA, 2003, p. 9).

A altura da edificação deve ser avaliada para que essa seja compatível com a resistência dos blocos existentes no mercado, se a edificação for muito alta, talvez seja necessário realizar a aplicação de graute nos blocos, o que irá prejudicar economicamente. Além disso, mesmo que os blocos tenham resistência adequada quanto à compressão, com o aumento da edificação irão aumentar as tensões de tração ocasionadas por ações horizontais, podendo ser necessária a utilização de armaduras e graute (RAMALHO; CORRÊA, 2003, p. 10).

O arranjo arquitetônico deve permitir que a edificação possua, preferencialmente, uma forma simétrica, contínua e robusta; a utilização de um núcleo rígido com escadas e elevadores pode contribuir fornecendo contraventamento que auxilia na estabilidade da estrutura. A simetria externa da edificação em planta evita também elevados esforços de torção no prédio (SOARES, 2011, p. 28-29).

Relativo ao tipo de uso, a utilização da alvenaria estrutural não é favorável a arranjos que possuam vãos grandes, portanto, edifícios comerciais ou residenciais de alto padrão não se adequam muito bem às exigências da alvenaria estrutural. A alvenaria estrutural é adequada em edificações que possuam ambientes menores com vãos menores. No caso de edifícios comerciais, evita-se o uso de alvenaria estrutural também por que neste tipo de edificação é muito comum que ocorram rearranjos das paredes internas, sendo este um risco para a edificação que possui as paredes com função estrutural (RAMALHO; CORRÊA, 2003, p. 10).

Além dos itens anteriores, outro aspecto que deve ser avaliado na concepção de um projeto de alvenaria estrutural é a modulação, visto que é fundamental para a economia e racionalização. Modular um arranjo arquitetônico significa ajustar suas dimensões em planta e também em relação ao pé direito da edificação através das dimensões das unidades, com o objetivo de reduzir ao máximo os cortes e improvisos na execução das paredes (SOARES, 2011, p. 30).

## 2.6 MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS FREQUENTES

Designa-se por patologia das estruturas o campo da engenharia das construções que se ocupa com o estudo das origens, formas de manifestação, consequências e mecanismos de ocorrência das falhas e dos sistemas de degradação das estruturas (SOUZA; RIPPER, 1998, p. 14). Segundo Thomaz (1989, p. 15), “A evolução tecnológica dos materiais de construção e das técnicas de projeto e execução de edifícios evoluíram no sentido de torná-los cada vez mais leves, com componentes estruturais mais esbeltos, menos contraventados.”. Isso permite às

edificações tornarem-se mais econômicas, porém com elevado módulo de deformação e mais suscetíveis a movimentações ocasionadas por variações de temperatura e umidade (RICHTER et al., 2006, p. 2577), estando mais vulneráveis a manifestações patológicas.

Entre os diversos problemas patológicos que afetam as edificações, a principal forma de manifestação é por meio de fissuras. Torna-se particularmente importante devido a três aspectos fundamentais: o aviso de um eventual estado perigoso para a estrutura, o comprometimento do desempenho da obra em serviço (estanqueidade à água, durabilidade, isolamento acústico, etc.) e o efeito psicológico desfavorável que a fissuração do edifício exerce sobre seus usuários (THOMAZ, 1989, p. 15). Ainda segundo o mesmo autor, as fissuras podem surgir ainda na fase de projeto, frente a isso, os profissionais ligados ao assunto precisam se conscientizar de que muito deve ser feito para minimizar os problemas, visto que as movimentações dos componentes das edificações são inevitáveis.

De acordo com Thomaz (1989, p. 17), as fissuras podem ser ocasionadas por tensões oriundas de sobrecargas ou de movimentações de materiais, componentes ou da edificação como um todo. Serão analisados e descritos brevemente os seguintes fenômenos que podem ocasionar fissurações em paredes de alvenaria: (a) movimentações provocadas por variações térmicas e de umidade, (b) atuação de sobrecargas ou concentração de tensões, (c) recalques diferenciais das fundações, (d) retração de produtos à base de cimento e (e) alterações químicas de materiais de construção.

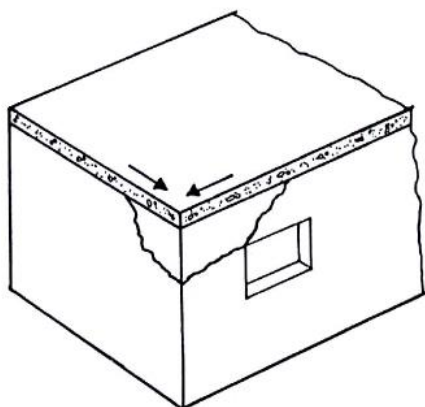
a) Movimentações provocadas por variações térmicas e de umidade

Os elementos e componentes de uma construção estão sujeitos a mudanças de temperatura que repercutem em uma variação dimensional dos materiais de construção (dilatação ou contração). Os movimentos de dilatação ou contração são restringidos pelos vínculos que envolvem os elementos e componentes, desenvolvendo-se tensões que poderão provocar o aparecimento de fissuras (THOMAZ, 1989, p. 19).

As movimentações diferenciadas de origem térmica também podem ocasionar fissuras, essas podem ocorrer entre componentes de um elemento, entre elementos de um sistema ou até mesmo entre regiões distintas de um mesmo material. As principais movimentações diferenciadas acontecem pela união de materiais com diferentes coeficientes de dilatação térmica (por exemplo, movimentação diferenciada entre argamassa de assentamento e unidade

de alvenaria), devido à exposição diferenciada de elementos a solicitações térmicas (por exemplo, expansão térmica da laje de cobertura que provoca trincas de cisalhamento nas paredes da edificação, como apresentado na figura 6) e diferença de temperaturas ao longo de um mesmo elemento (por exemplo, diferença entre face exposta e a face protegida de uma laje de cobertura) (THOMAZ, 1989, p. 19).

Figura 6 – Trincas de cisalhamento ocasionadas por expansão da laje de cobertura



(fonte: THOMAZ, 1989, p. 25)

Segundo Thomaz (1989, p. 33), assim como as variações de temperatura podem ocasionar fissuras nas edificações, as mudanças no teor de umidade dos materiais constituintes também têm essa capacidade. Caso ocorra um aumento no teor de umidade de algum material, esse sofrerá uma expansão de volume, enquanto que a diminuição do teor de umidade ocasionará contração. Essas variações de volume estão diretamente relacionadas com a formação de fissuras quando existem vínculos que impedem ou restringem as movimentações dos materiais.

A absorção de umidade ocorre preferencialmente pelos poros e canais capilares existentes nos materiais de construção (AURÉLIO, 2010, p. [1]), como a alvenaria é constituída por materiais porosos, seu comportamento será influenciado pelas mudanças higroscópicas dos materiais constituintes. De acordo com Thomaz (1989, p. 33-34), a umidade pode entrar em contato com os materiais que compõem uma alvenaria de diversas formas, entre elas: umidade oriunda da fabricação dos componentes, umidade proveniente das técnicas de execução da obra, umidade do ar ou ocasionada por fenômenos meteorológicos e a umidade do solo.

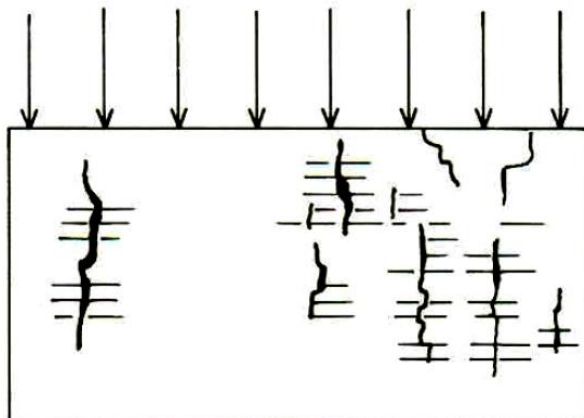
#### b) Atuação de sobrecargas ou concentração de tensões

Em trechos contínuos de alvenarias solicitadas por sobrecargas uniformemente distribuídas, podem ocorrer dois tipos característicos de fissurações: as fissuras verticais e as horizontais. As



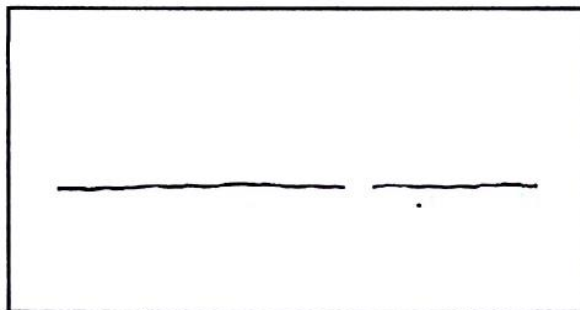
fissuras verticais (casos mais típicos) são provenientes principalmente de deformações transversais da argamassa sob ação de tensões de compressão, ou da flexão local das unidades de alvenaria (Figura 7). As fissuras horizontais podem ser ocasionadas pela ruptura por compressão das unidades de alvenaria ou da própria argamassa de assentamento, ou ainda de solicitações de flexocompressão da parede (Figura 8) (THOMAZ, 1989, p. 63).

Figura 7 – Fissuras verticais ocasionadas por sobrecarga



(fonte: THOMAZ, 1989, p. 64)

Figura 8 – Fissuras horizontais ocasionadas por sobrecarga

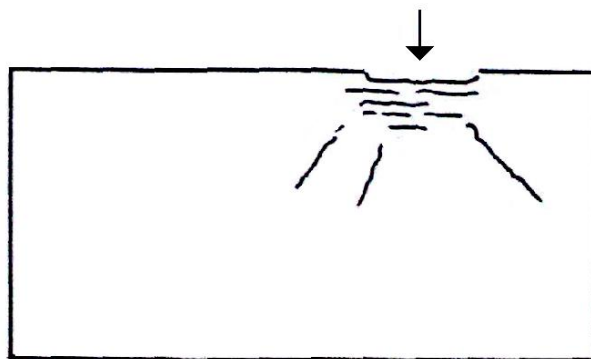


(fonte: THOMAZ, 1989, p. 64)

A atuação de sobrecargas localizadas (concentradas) também pode provocar esmagamentos pontuais e a ocorrência de fissuras inclinadas a partir do ponto de aplicação da carga (Figura 9). Em paredes de alvenaria que possuem aberturas, as tensões são concentradas em torno dos vãos, possibilitando o surgimento de trincas a partir dos vértices das aberturas e sob os peitoris (Figura 10), são necessárias vergas e contravergas devidamente dimensionadas para que não ocorram as fissurações (THOMAZ, 1989, p. 64). As vergas, que são localizadas acima das aberturas, possuem função de distribuir a carga sobre as esquadrias evitando que elas deformem; as contravergas, dispostas abaixo das aberturas, evitam fissuras resultantes da

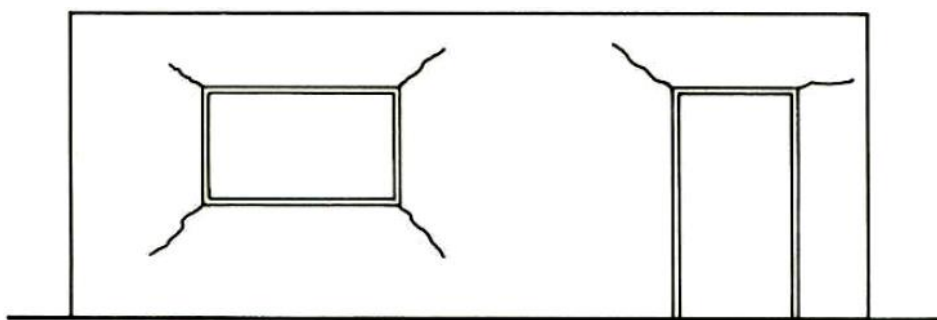
diferença de carga nas janelas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND, 2013b, p. 159).

Figura 9 – Fissuras ocasionadas por sobrecarga concentrada



(fonte: THOMAZ, 1989, p. 65)

Figura 10 – Fissuras nos vértices de aberturas



(fonte: THOMAZ, 1989, p. 66)

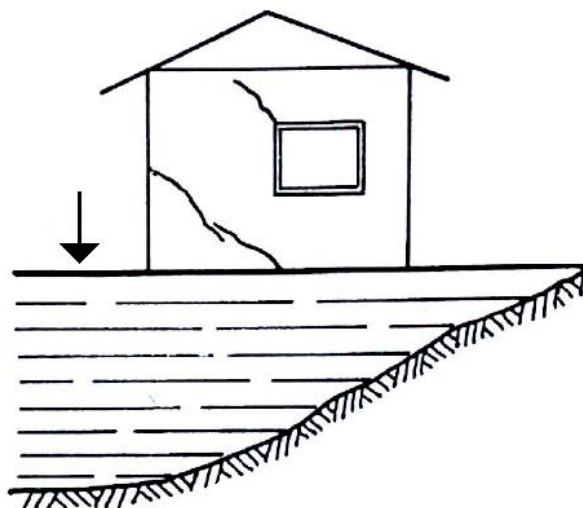
### c) Recalques diferenciais das fundações

Os solos são compostos basicamente por partículas sólidas, água, ar e algumas vezes material orgânico. Sob efeito de cargas externas todos os solos, em maior ou menor proporção, se deformam. No caso em que essas deformações sejam distintas em diferentes pontos das fundações, tensões irão surgir podendo ocasionar o aparecimento de fissuras na edificação (THOMAZ, 1989, p. 83).

Os recalques diferenciais em fundações podem ocorrer por diversos motivos, entre eles: falhas de projetos, fundações assentadas sobre seções de corte e aterro, interferência de construções vizinhas, consolidações distintas de aterro, rebaixamento do lençol freático, falta de homogeneidade do solo, influência vegetações próximas, etc (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND, 2013a, p. 83-84). De maneira geral, as fissuras provocadas por

recalques possuem aberturas proporcionais à sua intensidade e são inclinadas em direção ao ponto onde ocorreu o recalque mais significativo (conforme apresentado na figura 11). Outra característica comum é a presença de esmagamentos localizados, em forma de escamas, dando indícios das tensões de cisalhamento que as provocaram (THOMAZ, 1989, p. 94).

Figura 11 – Fissuras ocasionadas por recalque diferencial



(fonte: THOMAZ, 1989, p. 96)

#### d) Retração de produtos à base de cimento

Com o intuito de atingir a trabalhabilidade necessária, os concretos e as argamassas normalmente são preparados com quantidade de água acima daquela que seria suficiente para a hidratação do cimento. Esse procedimento faz com que sejam acentuados os processos de retração (retração química, retração de secagem e retração por carbonatação). Os três tipos de retração ocorrem com o produto endurecido ou em processo de endurecimento, em períodos de tempo relativamente longos (THOMAZ, 1989, p. 103).

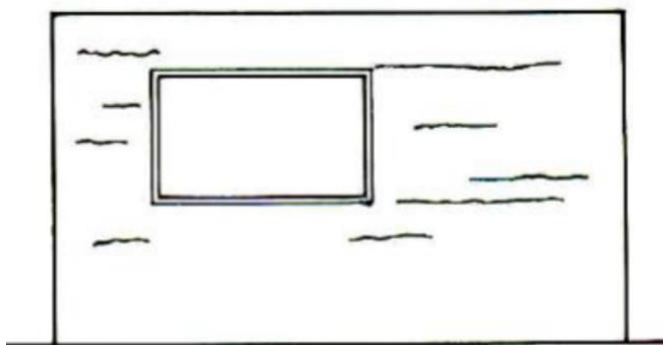
A retração de alvenarias provoca a formação de fissuras no corpo da parede que poderão ocorrer nos encontros entre paredes, no terço médio de paredes muito extensas, em regiões onde ocorra mudança abrupta na altura ou largura da parede, ou até mesmo em seções enfraquecidas devido à presença de tubulações. As fissuras ocasionadas pela retração da argamassa de revestimento apresentam geralmente distribuição uniforme, com linhas mapeadas que se cruzam e formam ângulos de aproximadamente 90°. As retrações na argamassa de assentamento podem ocorrer também devido ao uso acima do necessário de cimento, resultando em uma argamassa demasiadamente rígida com pouca capacidade de deformação (THOMAZ, 1989, p. 112-117).

#### e) Alterações químicas de materiais de construção

Os materiais de construção são suscetíveis à deterioração devido à ação de substâncias químicas, assim, edificações que abrigam fábricas de laticínios, cerveja, álcool e açúcar, celulose e produtos químicos em geral podem ter seus materiais afetados (THOMAZ, 1989, p. 119). Além das alterações químicas provocadas por componentes externos, há a possibilidade também de ocorrerem danos oriundos de componentes internos nas alvenarias.

A presença de cales mal hidratadas internamente nas alvenarias pode ser uma possível fonte de fissuras. As cales mal hidratadas apresentam grande quantidade de óxidos livres que, quando entram em contato com umidade, sofrem reações expansivas aumentando de volume. Esse aumento de volume pode ocasionar fissuras horizontais nas argamassas de assentamento, conforme é mostrado na figura 12. No caso de argamassas de revestimento, a expansão e posterior desagregação de óxidos resultará na formação de pequenos buracos no revestimento (THOMAZ, 1989, p. 119).

Figura 12 – Fissuras horizontais provocadas pela expansão da argamassa de assentamento

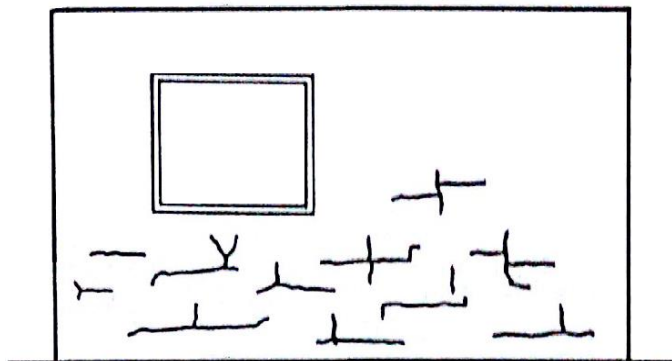


(fonte: THOMAZ, 1989, p. 120)

A presença de sulfatos também é uma possível origem de fissuras. O alumínio tricálcico, um constituinte comum dos cimentos, pode reagir com sulfatos ocasionando uma reação altamente expansiva. Para que essa reação ocorra é necessário a presença de cimento, água e de sulfatos solúveis. Os sulfatos podem provir de diversas fontes, como, por exemplo, do solo, águas contaminadas ou mesmo de componentes cerâmicos. No caso de a manifestação ocorrer na argamassa de assentamento, ocorrerá inicialmente uma expansão geral da alvenaria, podendo haver desintegração das juntas de argamassa. No caso de reação em alvenarias revestidas, as fissuras são de abertura pronunciada, tendem a acompanhar as juntas verticais e horizontais de

assentamento e aparecem frequentemente acompanhadas de eflorescências, conforme está representado na figura 13 (THOMAZ, 1989, p. 121).

Figura 13 – Fissuras na argamassa de revestimento oriundas de reações com sulfatos



(fonte: THOMAZ, 1989, p. 121)

## 2.7 REFORÇO COMPOSTO POR ARGAMASSA ARMADA

Foi visto que as manifestações patológicas têm grande influência no comportamento das paredes de alvenaria, podendo provocar também a redução de sua capacidade portante no caso da alvenaria estrutural. Em geral, as manifestações patológicas são associadas a muitas causas, tais como: baixa qualidade dos materiais, má execução, falta de compatibilização dos projetos ou inadequada especificação dos materiais. Erros de projetos e de dimensionamento, mudança de finalidade da edificação, retirada de paredes em reformas são também situações capazes de debilitar as paredes de alvenaria estrutural. Nesses casos há a necessidade de implementar algum tipo de reforço que permita às paredes resistir as solicitações.

O comportamento das paredes à compressão se assemelha ao comportamento de colunas e pilares, sendo necessárias mais seções resistentes e mais armadura para suportar acréscimos de esforços, uma forma de aumentar a seção resistente é aumentando a espessura da parede. A necessidade de armadura considera os esforços de tração ou as recomendações de armadura mínima visando combater tensões de tração ocasionais ou a fissuração. Como a substituição por blocos mais resistentes raramente é uma opção viável, uma alternativa para resistir as solicitações é a utilização de reforço constituído por um revestimento externo de argamassa armada.

### 2.7.1 Princípios de Funcionamento

Segundo Bocchile (2001, p. [6]), a argamassa armada pode ser classificada como sendo um tipo particular de concreto armado, composta por cimento Portland, agregado miúdo e água, podendo conter adições que melhorem suas propriedades. A armadura, utilizada em seu interior, pode ser composta por telas pré-fabricadas, lâminas contínuas de aço ou telas de aço expandidas constituídas por lâminas delgadas.

Por ser considerada um tipo particular de concreto armado, a argamassa armada não possui diferenças fundamentais no que se refere aos mecanismos de resistência. Portanto, o comportamento no estado limite último correspondente à ruptura, deformação plástica excessiva e instabilidade pode ser verificado na argamassa armada seguindo-se o estabelecido para o concreto armado, conforme admite a NBR 11173 (Projeto e Execução de Argamassa Armada) (HANAI, 1992, p. 142).

Assim, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 120-121), as hipóteses básicas para análise dos esforços resistentes no estado limite último para o caso de peças submetidas a esforços normais e momentos fletores são descritas a seguir:

- a) as seções transversais se mantêm planas após a deformação;
- b) a deformação das barras passivas aderentes em tração ou compressão deve ser a mesma da argamassa em seu entorno;
- c) a resistência à tração da argamassa deve ser desprezada;
- d) a distribuição de tensões na argamassa é feita de acordo com o diagrama parábola-retângulo; esse diagrama pode ser substituído pelo retângulo de altura  $y = 0,8x$ , cuja tensão é de  $0,85f_{cd}$  (caso a largura da seção, medida paralelamente à linha neutra, não diminua a partir desta para a borda comprimida) ou de  $0,80f_{cd}$  (caso contrário);
- e) a tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação do aço.

Quando submetida à tração, o espaçamento e o diâmetro das armaduras irão definir o comportamento da argamassa armada. Análises teóricas e experimentais têm mostrado que quanto menores forem os espaçamentos e o diâmetro da armadura, mais capacidade de

deformação apresentará o elemento estrutural, as fissuras nessa situação são mais finas, prejudicando menos o comportamento. Contudo, aumentando o diâmetro e o espaçamento da armadura essas manifestações ocorrerão de maneira oposta. Isso ocorre, pois, as microfissuras ficam contidas quando o espaço entre armaduras é reduzido (RAMIRES, 2007, p. 26-27).

Ao ser submetida à tensão de compressão axial, a argamassa armada comporta-se de maneira semelhante ao concreto armado (RAMIRES, 2007, p. 27). Entretanto, deve-se ter cuidado ao considerar a ação da armadura composta por fios longitudinais, visto que, ocasionalmente, pode haver até mesmo uma redução de resistência à compressão da argamassa armada. Isso ocorre por que, em alguns casos, não é possível garantir a estabilidade dos fios longitudinais comprimidos, sobretudo quando são fios com ondulações, eventualmente usados nas telas entrelaçadas. Esse efeito de redução de resistência depende do tipo de tela, do arranjo da armadura e da forma da seção transversal da peça, que pode favorecer a estabilidade dos fios comprimidos, evitando a ruptura prematura por flambagem da armadura (HANAI, 1992, p. 143).

## **2.7.2 Componentes da Argamassa Armada**

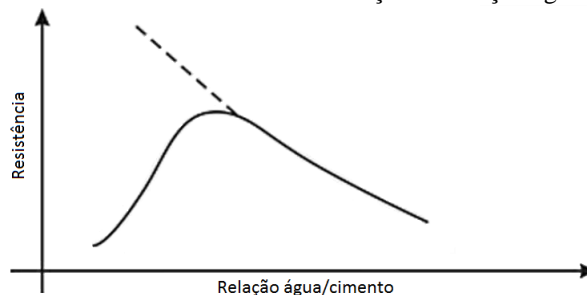
### **a) Argamassa**

De modo geral, as argamassas são definidas como sendo a mistura de aglomerantes e agregados com água, possuindo capacidade de endurecimento e aderência. Normalmente utiliza-se como agregado a areia, e como aglomerantes o cimento Portland e a cal hidratada (FIORITO, 2009, p. 29). Compete às argamassas diversas funções no desempenho da argamassa armada, podendo-se citar a participação na resistência do conjunto e a proteção das armaduras, além de moldar e dar forma aos elementos (RAMIRES, 2007, p. 27).

Segundo Fiorito (2009, p. 112), a resistência da pasta de cimento está intimamente ligada à relação água/cimento e pode ter seu comportamento descrito conforme o gráfico da figura 14, por analogia a estudos realizados com concretos. De acordo com Hanai (1992, p. 78-79), a grande influência da relação água/cimento ocorre pois ela determina a porosidade da pasta de cimento endurecida; quanto menor a relação, menor a porosidade, maior a resistência da pasta e conseqüentemente da argamassa. Outros fatores que também influenciam a resistência das argamassas são as proporções entre cimento e agregados e as propriedades dos agregados. É importante destacar que, segundo a NBR 11173, a argamassa utilizada na argamassa armada

deve possuir resistência característica à compressão igual ou superior a 25 MPa (ABNT, 1990, p. 8).

Figura 14 – Gráfico de resistência em função da relação água/cimento



(fonte: FIORITO, 2009, p. 112)

Na argamassa armada, a argamassa protege contra a corrosão propiciando um meio altamente alcalino, conferindo à armadura uma situação em que reações químicas correspondentes à corrosão não ocorrem; contudo, para que seja possível essa situação favorável, deve-se adotar para a argamassa uma relação água/cimento baixa e compatível com uma trabalhabilidade adequada (preferencialmente inferior a 0,45) e também realizar um tratamento de cura cuidadoso (HANAI, 1992, p. 86-88). Além disso, a NBR 11173 destaca que não devem ser utilizados na argamassa armada aditivos que contenham cloreto de cálcio ou quaisquer outras substâncias que possam favorecer a corrosão das armaduras (ABNT, 1990, p. 7).

#### b) Armadura

Segundo Hanai (1992, p. 69-92), as armaduras na argamassa armada têm como principal função absorver os esforços quando a peça é submetida à tração, entretanto, pode-se considerar também sua contribuição em esforços de compressão. Desse modo, a argamassa é mantida unida havendo o impedimento do colapso da estrutura e também a limitação das aberturas de fissuras. As armaduras podem ser divididas em dois tipos: armaduras difusas (constituídas por telas de aço) ou armaduras discretas (compostas por fios e barras de aço de pequeno diâmetro e, eventualmente, de tubos de aço).

As armaduras difusas têm a função de resistir aos esforços de tração que são incidentes nas peças de argamassa armada; também limitam a abertura de fissuras favorecendo o surgimento de uma configuração de fissuras finas pouco espaçadas. As armaduras discretas são barras e fios de aço normalmente utilizadas no concreto armado, permitem a segurança à ruptura e limitam deformações; as barras e fios podem ser utilizadas também com função construtiva, com o intuito de enrijecer e facilitar a montagem da armadura (HANAI, 1992, p. 92-96).



## 2.8 CÁLCULO ESTRUTURAL

A seguir serão demonstradas as formulações teóricas e as premissas adotadas para realização do dimensionamento da alvenaria estrutural sem reforço e com reforço de argamassa armada.

### 2.8.1 Dimensionamento de Alvenaria Estrutural sem Reforço

#### a) Observações gerais

Em todos os dimensionamentos realizados nesse trabalho foram consideradas apenas solicitações verticais de compressão simples, esforço preponderante no caso de pequenas paredes sem problemas de esbeltez. Dessa forma, deduz-se que não serão obtidos resultados significativos quanto ao ganho de resistência proporcionado pelo reforço ao realizar ensaios de solicitação horizontal nas pequenas paredes. Isso ocorre pois, devido ao valor do seu índice de esbeltez ser relativamente baixo, não ocorrem momentos expressivos que permitem concluir algo relativo à execução do reforço composto por argamassa armada. Com respeito a definição da argamassa de assentamento, a NBR 15812-1 (ABNT, 2010, p. 9) informa que essa deve ter resistência mínima à compressão de 1,5 MPa e deve ser limitada ao valor máximo de 0,7 da resistência característica especificada para o bloco referida à área líquida.

#### b) Método teórico (sem coeficientes de segurança)

O método teórico de dimensionamento busca definir analiticamente qual a carga final de ruptura das pequenas paredes. Assim, não é utilizado nenhum coeficiente de segurança, apenas um coeficiente redutor que tem como função considerar o efeito de escala entre os prismas e as pequenas paredes. Embora as Normas Brasileiras não permitam realizar dimensionamentos sem coeficientes de segurança, os métodos teóricos aqui descritos foram realizados apenas para fins de comparação com os demais resultados.

O esforço resistente teórico das pequenas paredes de alvenaria estrutural deve ser obtido através da equação:

$$N_{rt} = f_k A$$

Onde:

$N_{rt}$  é a força normal resistente teórica;

$f_k$  é a resistência característica à compressão simples da alvenaria;

A é a área bruta da seção resistente.

Segundo a NBR 15812-1, a resistência característica à compressão simples da alvenaria ( $f_k$ ) deve ser determinada com base no ensaio de paredes descrito na NBR 8949 ou pode ser estimada como sendo 70 % da resistência característica de compressão simples de prisma ( $f_{pk}$ ) ou 85 % da de pequena parede ( $f_{ppk}$ ) (ABNT, 2010, p. 10). No presente trabalho foram dimensionadas pequenas paredes a partir dos resultados obtidos nos ensaios de prisma, portanto o coeficiente de redução de escala será uma relação entre as porcentagens utilizadas para conversão de prismas e de pequenas paredes, resultando na equação abaixo:

$$f_k = f_{ppk} = \frac{0,7}{0,85} f_{pk}$$

As ações atuantes não são majoradas, desse modo, a força normal resistente teórica da alvenaria ( $N_{rt}$ ) deve ser comparada diretamente com a força proporcionada pela prensa nos ensaios. Para que seja comprovado que o cálculo teórico se aproxima da realidade dos ensaios, o esforço solicitante máximo proporcionado pela prensa deverá ser de valor igual ou muito próximo da força normal resistente teórica ( $N_{rt}$ ). Dessa forma, quanto mais próximo o valor da força normal resistente teórica ( $N_{rt}$ ) fica do valor experimental, mais realista será esse dimensionamento.

c) Método de projeto (segundo NBR 15812-1:2010, com coeficientes de segurança)

O dimensionamento das pequenas paredes de alvenaria estrutural conforme as recomendações da NBR 15812-1:2010 leva em consideração os coeficientes de segurança associados ao ELU, fazendo com que as forças resistentes sejam minoradas e as forças solicitantes majoradas. Segundo a NBR 15812-1 (ABNT, 2010, p. 24), o esforço resistente de cálculo em paredes de alvenaria estrutural submetidas à compressão simples deve ser obtido através da equação:

$$N_{rd} = f_d A R$$

Onde:

$N_{rd}$  é a força normal resistente de cálculo;

$f_d$  é a resistência à compressão simples de cálculo da alvenaria;

A é a área bruta da seção resistente;

$R = \left[ 1 - \left( \frac{\lambda}{40} \right)^3 \right]$  é o coeficiente redutor devido à esbeltez da parede.

O índice de esbeltez da parede ( $\lambda$ ) é a razão entre a altura efetiva ( $h_e$ ) e a espessura efetiva ( $t_e$ ) da parede, conforme a equação a seguir:

$$\lambda = \frac{h_e}{t_e}$$

A resistência à compressão de cálculo da alvenaria é obtida pela resistência característica dividida pelo coeficiente de ponderação das resistências.

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

Os valores dos coeficientes de ponderação das resistências para verificação no Estado Limite Último estão indicados na tabela 5.

Tabela 5 – Coeficientes de ponderação de resistências ( $\gamma_m$ )

Combinações	Alvenaria	Graute	Aço
Normais	2,0	2,0	1,15
Especiais ou de construção	1,5	1,5	1,15
Excepcionais	1,5	1,5	1,0

(fonte: NBR 15812-1:2010, p. 10)

A resistência característica à compressão simples da alvenaria ( $f_k$ ) é determinada do mesmo modo que a realizada no dimensionamento da alvenaria estrutural pelo método teórico, resultando na equação abaixo:

$$f_k = \frac{0,7}{0,85} f_{pk}$$

As ações atuantes devem ser majoradas de acordo com as indicações da NBR 15812-1. As combinações últimas para carregamentos permanentes e variáveis devem ser obtidas por:

$$F_d = \gamma_g F_{G,k} + \gamma_q ( F_{Q1,k} + \Sigma \Psi_{0,j} F_{Qj,k} )$$

Onde:

$F_d$  é o valor de cálculo para a combinação última;

$\gamma_g$  é o ponderador de ações permanentes (contido na tabela 6);

$F_{G,k}$  é o valor característico das ações permanentes;

$\gamma_q$  é o ponderador das ações variáveis (contido na tabela 6);

$F_{Q1,k}$  é o valor característico da ação variável considerada como principal;

$\Psi_{0,j}F_{Qj,k}$  representa os valores característicos reduzidos das demais ações variáveis (conforme tabela 7).

Os valores de cálculo  $F_d$  são obtidos através dos valores representativos das ações multiplicados por coeficientes de ponderação apresentados na tabela abaixo (tabela 6).

Tabela 6 – Coeficientes de ponderação para combinações normais de ações

Categoria da ação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Permanentes	Edificações Tipo 1 <sup>a</sup> e pontes em geral	1,35	0,90
	Edificações Tipo 2 <sup>b</sup>	1,40	0,90
Variáveis	Edificações Tipo 1 <sup>a</sup> e pontes em geral	1,50	-
	Edificações Tipo 2 <sup>b</sup>	1,40	-

<sup>a</sup> Edificações Tipo 1 são aquelas em que as cargas acidentais superam 5 kN/m<sup>2</sup>  
<sup>b</sup> Edificações Tipo 2 são aquelas em que as cargas acidentais não superam 5 kN/m<sup>2</sup>

(fonte: NBR 15812-1:2010, p. 15)

Os valores de  $\Psi_0$  são definidos na tabela 7 apresentada abaixo.

Tabela 7 – Coeficientes para redução de ações variáveis

Ações		$\Psi_0$
Cargas acidentais em edifícios	Edifícios residenciais	0,5
	Edifícios comerciais	0,7
	Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens	0,8
Vento	Pressão do vento para edificações em geral	0,6

(fonte: NBR 15812-1:2010, p. 15)

O esforço solicitante de cálculo ( $F_d$ ) deve ser menor ou no máximo igual à força normal resistente de cálculo ( $N_{rd}$ ):

$$F_d \leq N_{rd}$$

## 2.8.2 Dimensionamento de Alvenaria Estrutural com Reforço

### a) Observações gerais

Conforme citado anteriormente, os dimensionamentos realizados nesse trabalho consideram apenas solicitações verticais de compressão simples. Para a alvenaria estrutural reforçada com argamassa armada é levada em consideração a interação dos três materiais componentes: alvenaria, argamassa de reforço e a armadura de aço. O dimensionamento considera que há compatibilidade de deformações entre os materiais componentes, admitindo-se um comportamento solidário entre os mesmos.

Verifica-se que a capacidade portante da alvenaria reforçada pode ser determinada através da soma da resistência à compressão da alvenaria estrutural com a resistência à compressão do reforço de argamassa armada. A resistência à tração da argamassa de reforço será desconsiderada, sendo qualquer eventual esforço de tração absorvido pela armadura de aço. Deve-se ressaltar que os cálculos irão estimar analiticamente a capacidade portante da pequena parede até o momento em que ocorra a falha de um dos elementos constituintes, ou seja, no instante em que houver o rompimento do primeiro material a carga equivalente será definida como a carga máxima resistente suportada pela pequena parede.

### b) Método teórico (sem coeficientes de segurança)

Assim como no dimensionamento da alvenaria estrutural sem reforço, o método teórico de dimensionamento da alvenaria reforçada busca definir analiticamente qual a carga de ruptura final das pequenas paredes sem a utilização de coeficientes de segurança. O esforço resistente teórico das pequenas paredes reforçadas deve ser obtido através da equação:

$$N_{rt} = N_{rt,alv} + N_{rt,arg} + N_{rt,aço}$$

Onde:

$N_{rt}$  é a força normal resistente teórica da alvenaria com reforço;

$N_{rt,alv}$  é a força normal resistente teórica à compressão simples da alvenaria;

$N_{rt,arg}$  é a força normal resistente teórica à compressão simples da argamassa do reforço;

$N_{rt,aço}$  é a força normal resistente teórica à compressão simples da armadura de aço.

A compatibilidade de deformação no caso de um esforço de compressão simples impõe a seguinte condição aos deslocamentos relativos ( $\delta$ ) dos componentes:

$$\delta_{alv} = \delta_{arg} = \delta_{aço}$$

A equação dos deslocamentos relativos ( $\delta$ ) é demonstrada por Hibbeler (2010, p. 86-87) e será descrita a seguir. Ela é deduzida a partir da lei de Hooke e das definições de tensão e deformação, podendo, então, ser usada para determinar a deformação elástica de um elemento submetido a cargas axiais. Nessa análise são desprezadas deformações localizadas que ocorram em pontos de carregamentos concentrados e nos locais em que ocorra uma mudança repentina da seção, visto que esses efeitos ocorrem no interior de pequenas regiões e não têm grande efeito sobre o resultado final.

Para o equacionamento dos deslocamentos relativos parte-se da premissa que, isolando um elemento diferencial de comprimento  $dx$  e área de seção  $A(x)$  em uma posição arbitrária  $x$ , o deslocamento de uma das extremidades do elemento em relação à outra extremidade será  $d$ . A tensão e a deformação no elemento podem ser representadas por:

$$\sigma = \frac{P(x)}{A(x)} \quad \text{e} \quad \varepsilon = \frac{d\delta}{dx}$$

Contanto que essas quantidades não ultrapassem o limite de proporcionalidade, pode-se relacioná-las usando a lei de Hooke.

$$\sigma = E \varepsilon$$

$$\frac{P(x)}{A(x)} = E \left( \frac{d\delta}{dx} \right)$$

$$d\delta = \frac{P(x)dx}{A(x)E}$$

Integrando para o comprimento total (L) do elemento, pode-se determinar o deslocamento total da extremidade, conforme mostrado abaixo:

$$\delta = \int_0^L \frac{P(x)dx}{A(x)E}$$

Para uma seção de área A constante, com material homogêneo de módulo de elasticidade E constante e força externa aplicada constante, então a força interna P também será constante em todo o comprimento do elemento. O resultado da equação de integração é o apresentado abaixo:

$$\delta = \frac{P L}{A E}$$

Onde:

$\delta$  é o deslocamento de um ponto do elemento relativo a um outro ponto;

P é a força axial interna na seção;

L é o comprimento original do elemento;

A é a área da seção transversal do elemento;

E é o módulo de elasticidade do material.

O método expresso no presente trabalho consiste, inicialmente, em calcular através da resistência característica à compressão de cada um dos materiais as deformações máximas que cada um pode ter considerando que serão solicitados individualmente sob ação de um carregamento constante. As expressões da deformação para os três materiais são mostradas a seguir:

$$\delta_{alv} = \frac{P_{alv} L}{A_{alv} E_{alv}} \quad ; \quad \delta_{arg} = \frac{P_{arg} L}{A_{arg} E_{arg}} \quad ; \quad \delta_{aço} = \frac{P_{aço} L}{A_{aço} E_{aço}}$$

Cabe ressaltar que na resistência da alvenaria deve-se aplicar o redutor de escala do mesmo modo que foi aplicado nas pequenas paredes sem reforço, conforme representado abaixo:

$$P_{alv} = f_k \cdot A_{alv} = \frac{0,7}{0,85} \cdot f_{pk} \cdot A_{alv}$$

Devido à exigência de igualdade de deformações, deve-se adotar, em função da resistência de cada material, o menor encurtamento e determinar com esse valor as cargas suportadas pelos diferentes materiais. A soma de todas as contribuições resultará na resistência máxima à compressão da pequena parede.

Assim, tem-se as seguintes forças normais resistentes teóricas:

$$N_{rt,alv} = P_{alv} \quad ; \quad N_{rt,arg} = P_{arg} \quad ; \quad N_{rt,aço} = P_{aço}$$

As ações atuantes não são majoradas, desse modo, a força normal resistente teórica da alvenaria com reforço ( $N_{rt}$ ) deve ser comparada diretamente com a força máxima proporcionada pela prensa nos ensaios. O esforço solicitante proporcionado pela prensa deverá ser de valor igual ou muito próximo da força normal resistente teórica ( $N_{rt}$ ).

c) Método de projeto (com coeficientes de segurança)

O dimensionamento das pequenas paredes de alvenaria estrutural reforçada seguindo uma metodologia de projeto é muito semelhante ao método teórico demonstrado anteriormente, entretanto são levados em consideração coeficientes de segurança, fazendo com que as forças resistentes sejam minoradas e as forças solicitantes sejam majoradas. O esforço resistente de cálculo em paredes de alvenaria estrutural reforçadas submetidas à compressão simples deve ser obtido através da equação:

$$N_{rd} = N_{rd,alv} + N_{rd,arg} + N_{rd,aço}$$

Onde:

$N_{rd}$  é a força normal resistente de cálculo da alvenaria reforçada;

$N_{rd,alv}$  é a força normal resistente de cálculo à compressão simples da alvenaria;

$N_{rd,arg}$  é a força normal resistente de cálculo à compressão simples da argamassa do reforço;

$N_{rd,aço}$  é a força normal resistente de cálculo à compressão simples da armadura de aço.

Assim como no método teórico, os deslocamentos relativos ( $\delta$ ) de todos os componentes devem ser equivalentes para o mesmo carregamento. Deve-se calcular, inicialmente, as deformações



máximas para cada um dos materiais considerando que são solicitados individualmente quando submetidos a um carregamento constante, as expressões das deformações relativas para cada material são as mesmas que as apresentadas no item 2.8.2(b) para o método teórico.

Da mesma forma que no método teórico para dimensionamento da alvenaria com reforço, a menor deformação relativa de um dos materiais deve ser considerada como a deformação máxima admissível do conjunto e a carga suportada por cada material é calculada a partir dessa menor deformação. Para o cálculo da resistência máxima da peça nesse método são inseridos coeficientes de segurança, desse modo, as forças normais resistentes de cálculo de cada um dos componentes são calculadas da seguinte forma:

$$N_{rd,alv} = \frac{P_{alv}}{\gamma_{m,alv}} \cdot R \quad ; \quad N_{rd,arg} = \frac{P_{arg}}{\gamma_{arg}} \quad ; \quad N_{rd,aço} = \frac{P_{aço}}{\gamma_{m,aço}}$$

Onde:

$N_{rd,alv}$  é a força normal resistente de cálculo à compressão simples da alvenaria;

$P_{alv}$  é a parcela resistente à compressão contribuída pela alvenaria;

$\gamma_{m,alv}$  é o coeficiente de ponderação da resistência para alvenaria (presente na tabela 5);

$R = \left[ 1 - \left( \frac{\lambda}{40} \right)^3 \right]$  é o coeficiente redutor devido à esbeltez da parede;

$N_{rd,arg}$  é a força normal resistente de cálculo à compressão simples da argamassa do reforço;

$P_{arg}$  é a parcela resistente à compressão contribuída pela argamassa do reforço;

$\gamma_{arg}$  é o coeficiente de ponderação da resistência da argamassa do reforço (será usado  $\gamma_{arg} = 2$ );

$N_{rd,aço}$  é a força normal resistente de cálculo à compressão simples da armadura de aço;

$P_{aço}$  é a parcela resistente à compressão contribuída pelo aço;

$\gamma_{m,aço}$  é o coeficiente de ponderação da resistência para o aço (presente na tabela 5);

As ações atuantes devem ser majoradas de acordo com as indicações da NBR 15812-1, conforme foi demonstrado no item 2.8.1(c). O esforço solicitante de cálculo ( $F_d$ ) resultante dos cálculos descritos deverá ser menor ou igual à força normal resistente de cálculo da pequena parede reforçada ( $N_{rd}$ ), conforme mostrado abaixo:

$$F_d \leq N_{rd}$$

### 3 MÉTODO DO TRABALHO

Apresenta-se nesse capítulo, dividido em três seções, o programa experimental destinado à validação das determinações teóricas descritas anteriormente. Descreve os procedimentos adotados para a execução dos corpos de prova, a realização dos ensaios e os dimensionamentos.

#### 3.1 DESCRIÇÃO DOS MODELOS ENSAIADOS

##### 3.1.1 Descrição das Pequenas Paredes sem Reforço

Conforme orientação da NBR 15812-2:2010 (tabela 8), foram executadas 6 pequenas paredes sem reforço a fim de obter o número mínimo de corpos de prova exigido. As pequenas paredes foram construídas todas no mesmo dia, no Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME) da UFRGS por um único operário especializado.

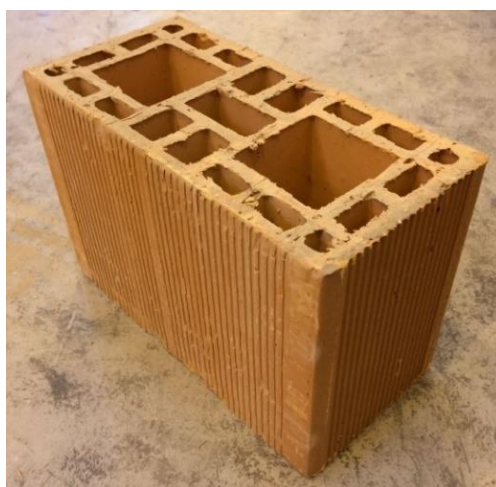
Tabela 8 – Número mínimo de corpos-de-prova por tipo de elemento de alvenaria

Tipo de elemento de alvenaria	Número de corpos-de-prova
Prisma	12
Pequena parede	6
Parede	3

(fonte: NBR 15812-2:2010, p. 9)

As unidades utilizadas foram blocos cerâmicos com função estrutural, de mesmo lote de fabricação, contendo 14 cm de largura, 19 cm de altura e 29 cm de comprimento, com resistência característica à compressão fornecida pelo fabricante de 7 MPa (figura 15).

Figura 15 – Bloco utilizado



(fonte: elaborada pelo autor)

Os sacos da argamassa de assentamento utilizados foram todos de mesmo lote de fabricação. A argamassa é específica para alvenaria estrutural e com resistência característica fornecida pelo fabricante de 4 MPa, com aplicação apenas em cordões laterais. No preparo da argamassa foi respeitada a faixa de volume de água indicada pelo fabricante (entre 4,4 litros e 5,1 litros por saco de argamassa). No local da execução a temperatura ficou próxima dos 21 °C e a umidade do ar variou entre 41,3 % e 49 %, atendendo às orientações do fabricante e não sendo necessária a umidificação dos blocos para a elevação da alvenaria.

Cada pequena parede foi construída em cima de uma calha de aço para facilitar o transporte até o local de ensaio. Foram respeitadas as exigências da NBR 15812-2 :2010 quanto às condições de temperatura e umidade relativa do ar, assim como de utilização de prumo e nível no processo executivo. Para evitar quebras de blocos, as dimensões desses foram levadas em consideração na definição das dimensões finais das pequenas paredes. Cabe ressaltar que a NBR 15812-2: 2010 (ABNT, 2010, p. 26) recomenda que a altura das pequenas paredes não seja inferior a 70 cm, porém a altura disponível na prensa não permitiu atender a este critério. As dimensões finais de projeto das pequenas paredes sem reforço foram de 14 cm de largura, 60 cm de altura e 105 cm de comprimento, conforme mostra a figura 16.

Figura 16 – Pequena parede sem reforço



(fonte: elaborada pelo autor)

Após 18 dias da elevação foi feito o capeamento superior das pequenas paredes (figura 17) com argamassa de traço 1:3, relação água/cimento de 0,60 e utilizando cimento CPV-ARI. Esse procedimento tem o objetivo de regularizar a superfície para que possam ser feitos os ensaios, conforme recomendação da NBR 15812-2:2010.

Figura 17 – Pequenas paredes sem reforço com capeamento



(fonte: elaborada pelo autor)

### 3.1.2 Descrição das Pequenas Paredes com Reforço

Foram executadas 6 pequenas paredes com reforço (conforme exigência da NBR 15812-2:2010, mostrada na tabela 8) cujas elevações da alvenaria foram realizadas juntamente com as sem reforço, tendo características idênticas, utilização dos mesmos materiais, mesmo profissional executor e mesmas técnicas de execução. A diferença entre elas está na execução do reforço composto por argamassa armada que tem a finalidade de aumentar sua capacidade portante.

É importante ressaltar que 3 dias antes da execução do reforço foi realizado chapisco, com umidificação da alvenaria (conforme recomendação do fabricante), nas duas faces com a finalidade de aumentar a aderência entre a alvenaria e a argamassa armada (o período de 3 dias é o indicado pelo fabricante do chapisco), conforme mostra a figura 18. O chapisco utilizado foi aplicado pelo autor desse trabalho com rolo de textura indicado pelo fabricante, o volume de água utilizado foi de 5,6 litros por saco e respeitou a faixa recomendada (de 5,5 litros a 6,0 litros para cada saco de 25 kg). A temperatura e umidade do ar também se mantiveram conforme as recomendações. A execução do chapisco ocorreu 11 dias após a elevação da alvenaria, o que não é o indicado pelo fabricante, que recomenda um prazo mínimo de 14 dias.

Figura 18 – Chapisco em pequena parede



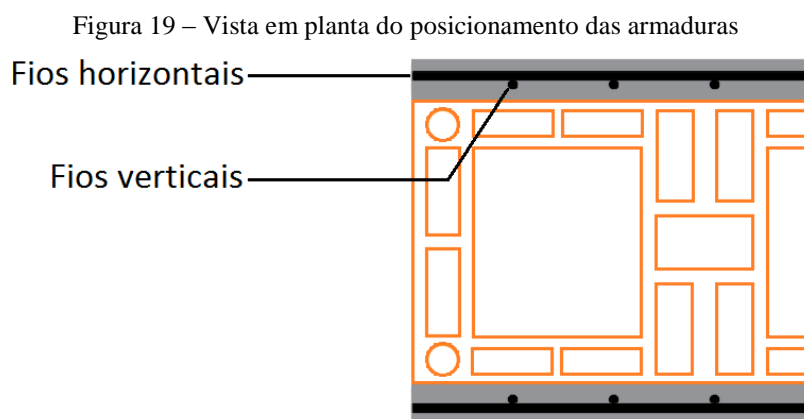
(fonte: elaborada pelo autor)

A argamassa utilizada para reforço foi lançada manualmente 14 dias após a elevação da alvenaria e era industrializada própria para reboco (sem função estrutural), com sacos de mesmo lote de fabricação, possuindo resistências características à flexão e à compressão determinadas através de ensaios conforme citado no capítulo 3.2.3 desse trabalho. A faixa de volume de água não respeitou o recomendado pelo fabricante (de 2,8 litros a 3,0 litros por saco de argamassa de 20 kg), pois foi preciso acrescentar mais água para melhorar a trabalhabilidade, a quantidade de água utilizada foi de 4 litros para cada saco de argamassa. A faixa de temperatura indicada pelo fabricante é de 5 °C a 30 °C para execução do revestimento e a umidade do ar deve ser maior que 40 % para que não seja necessária a umidificação da superfície. A temperatura local no momento da execução manteve-se próxima a 21 °C e a umidade do ar próxima a 60 %, portanto não se umidificou a superfície antes da aplicação da argamassa de reforço.

A NBR 11173 (ABNT, 1990, p. 8) recomenda que a resistência característica à compressão da argamassa utilizada em argamassa armada não deve ser inferior a 25 MPa, porém optou-se pela utilização da argamassa industrializada com menor resistência característica a fim de aproximar à uma situação real onde se procura um maior rendimento e maior facilidade no preparo. Ainda nessa norma, é destacada a proibição do uso de argamassas que possuam qualquer aditivo que contenha cloreto de cálcio ou outras substâncias que possam favorecer a corrosão das armaduras (ABNT, 1990, p. 7). Como o período de tempo entre a execução e o rompimento dos corpos de prova foi reduzido e também pelo fato de que as pequenas paredes foram mantidas em local

seco e protegido, não houve preocupação em utilizar uma argamassa que contenha as substâncias proibidas citadas anteriormente, visto que nessas condições não se verifica corrosão da armadura de aço com diminuição da área de seção.

Como elemento constituinte da argamassa armada foi utilizada uma tela de aço CA-60 com fios de diâmetro de 4,2 mm e espaçamento de 5 cm tanto na horizontal como na vertical (espaçamento máximo admitido na NBR 11173:1990). Os fios verticais foram posicionados mais próximos dos blocos, enquanto que os horizontais ficaram voltados para o lado de fora do reforço (conforme figura 19). A NBR 11173:1990 informa que a bitola máxima da armadura deve ser de 3 mm (ABNT, 1990, p. 9), o que não foi possível atender pois não foi encontrado material com tal dimensão. A mesma norma orienta que o cobrimento mínimo das armaduras seja de 4 mm no caso de peças em ambientes protegidos (ABNT, 1990, p. 6), esse requisito foi atendido e controlado durante a execução. As telas utilizadas tiveram que receber um tratamento para retirada de tinta zarcão que havia sido passada equivocadamente pelo fornecedor das telas, esse tratamento foi realizado com um removedor de tintas e vernizes permitindo que sua superfície se aproximasse muito da original. Esse tratamento foi essencial para uma aderência mais efetiva entre as armaduras e a argamassa do reforço.

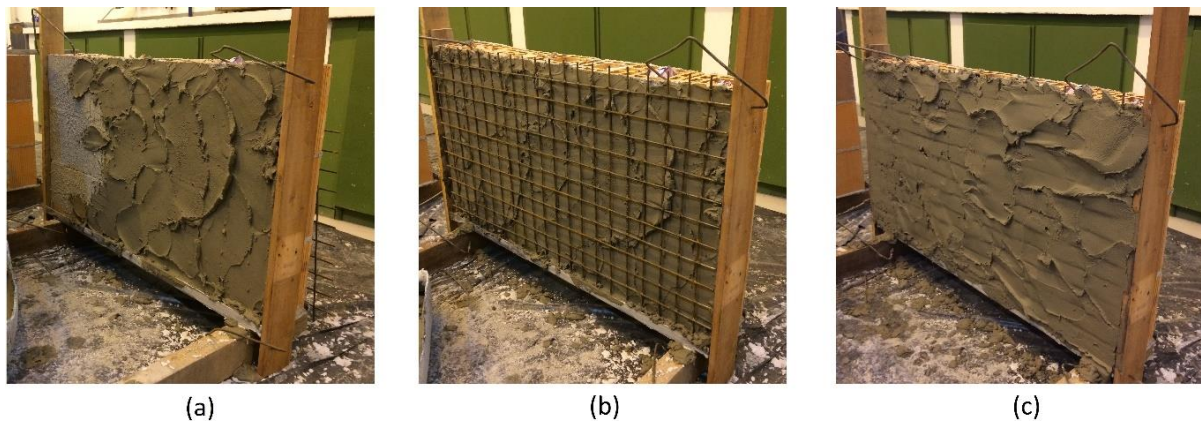


(fonte: elaborada pelo autor)

Na execução do reforço, feita por um único operário especializado em um único dia, inicialmente foram posicionadas lateralmente régua de madeira que serviram de gabarito. Após, foi realizada primeiramente uma fina camada de argamassa com espessura suficiente para segurar a tela verticalmente por aderência (conforme figura 20). Logo após o posicionamento da tela, mais uma camada de argamassa foi lançada manualmente garantindo o cobrimento total da tela (demonstrado na figura 20).



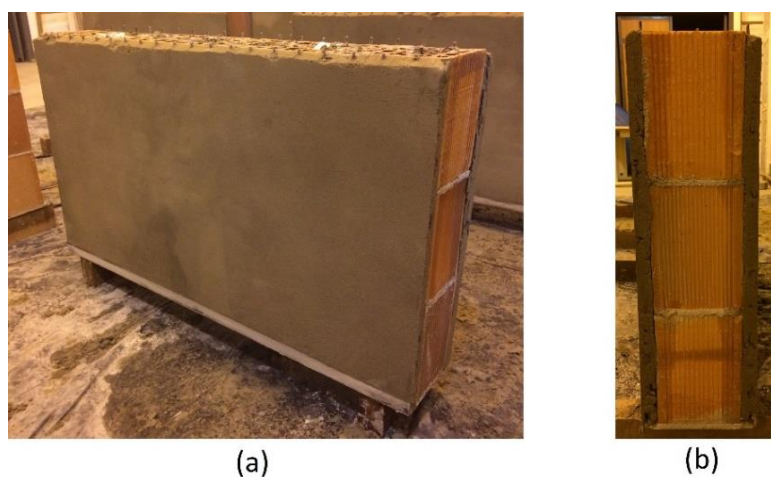
Figura 20 – Execução do reforço: (a) primeira camada de argamassa, (b) posicionamento da tela de aço, (c) segunda camada de argamassa



(fonte: elaborada pelo autor)

Mesmo a tela de aço sendo feita sob medida, algumas pontas ficaram sobressalientes na parte superior do reforço, como pode ser visto na figura 21. Foi necessário, então, realizar o corte dessas pontas para que não houvesse, na execução dos ensaios, flambagem das armaduras danificando o reforço precocemente. A figura 22 mostra a pequena parede após os procedimentos de execução citados.

Figura 21 – Pequena parede com pontas da armadura sobressalientes: (a) vista da face, (b) vista de perfil



(fonte: elaborada pelo autor)



Figura 22 – Pequena parede com pontas das armaduras cortadas



(fonte: elaborada pelo autor)

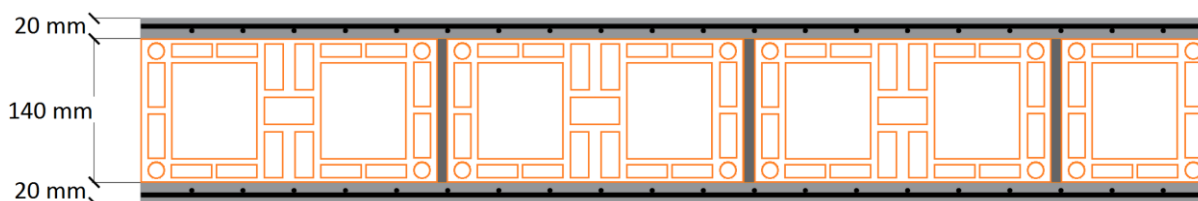
Considerou-se, hipoteticamente, que as paredes que receberiam o reforço seriam as paredes internas de uma edificação, pois normalmente são as mais solicitadas. Desse modo, foi executado o reforço em ambas as faces das pequenas paredes respeitando a espessura máxima para revestimentos internos contida na tabela 9, extraída da NBR 13749:2013. Portanto a espessura do reforço foi de 20 mm para cada lado, conforme esquematizado na figura 23.

Tabela 9 – Espessuras admissíveis de revestimentos internos e externos

Revestimento	Espessura (e) [mm]
Parede interna	$5 \leq e \leq 20$
Parede externa	$20 \leq e \leq 30$
Tetos interno e externo	$e \leq 20$

(fonte: NBR 13749:2013, p. 2)

Figura 23 – Pequena parede com reforço vista em planta



(fonte: elaborada pelo autor)

O último processo foi a execução de um capeamento na face superior das pequenas paredes para regularizar a superfície para que fossem feitos os ensaios. Esse capeamento foi realizado 8 dias após a finalização do reforço e foi executado da mesma forma que nas pequenas paredes

sem reforço, constituído por argamassa de traço 1:3, relação água/cimento de 0,60 e utilizando cimento CPV-ARI. A figura 24 apresenta as pequenas paredes com reforço finalizadas.

Figura 24 – Pequenas paredes com reforço finalizadas



(fonte: elaborada pelo autor)

### 3.1.3 Descrição dos Prismas

Foram executados 12 prismas para atender ao número mínimo de corpos de prova conforme o estabelecido na tabela 8. Os prismas são compostos por dois blocos empilhados, unidos por argamassa de assentamento aplicada apenas em cordões laterais (figura 25), assim como nas pequenas paredes.

Figura 25 – Prisma



(fonte: elaborada pelo autor)

A execução dos prismas foi realizada juntamente com a elevação das pequenas paredes (pelo mesmo profissional, com os mesmos materiais e técnicas construtivas) de maneira aleatória e utilizando diferentes sacos de argamassa de assentamento, a fim de obter uma maior representatividade. Após 18 dias da execução dos prismas foi feito o capeamento em um dos lados e 4 dias após isso foi feito o capeamento no lado restante, utilizando argamassa de traço 1:3, relação água/cimento de 0,60 e com uso de cimento CPV-ARI. A figura 26 mostra os prismas já capeados em ambos os lados.

Figura 26 – Prismas capeados



(fonte: elaborada pelo autor)

### 3.1.4 Descrição dos CPs da Argamassa Utilizada como Reforço

Durante a execução do reforço de argamassa foram moldados 6 corpos de prova com dimensões de 4x4x16 cm com amostras aleatórias dessa argamassa (figura 27). Os moldes utilizados eram metálicos e seguem os padrões exigidos na NBR 13279:2005. Os corpos de prova foram moldados a fim de obter as resistências características à flexão e à compressão resultantes dos ensaios e utiliza-las nos cálculos de dimensionamento. O desmolde ocorreu três dias após a moldagem dos corpos de prova, conforme recomendação da NBR 13279:2005.

Figura 27 – Corpo de prova da argamassa utilizada para reforço



(fonte: elaborada pelo autor)

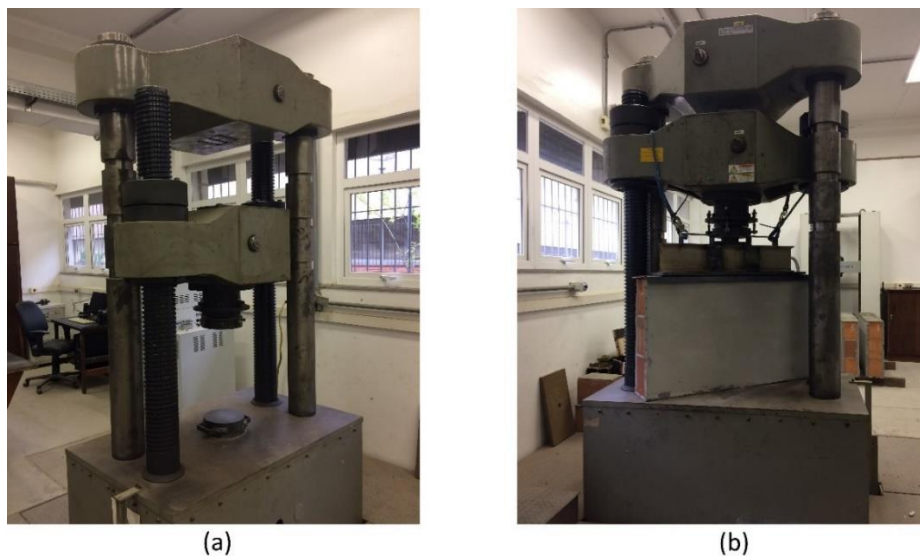
## 3.2 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS

### 3.2.1 Ensaio das Pequenas Paredes

As pequenas paredes sem reforço foram ensaiadas 28 dias após a elevação da alvenaria e as com reforço 27 dias após a execução do reforço de argamassa armada, sem ser realizado nenhum procedimento de cura. Ambas foram rompidas à compressão simples em uma prensa de capacidade máxima de 2000 kN, no Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME), que permitia obter valores de cargas e deslocamentos de forma automática. A tensão aplicada pela prensa elevou-se progressivamente à razão de 0,05 MPa/s, de acordo com o recomendado na NBR 15812-2 (ABNT, 2010, p. 27).

Utilizou-se uma chapa de aço acoplada a um perfil I em cima das paredes para aplicação do carregamento. Pelo fato dessa chapa de aço ser de comprimento menor que o da parede, optou-se por colocar uma das calhas usadas anteriormente para transporte abaixo da chapa de aço, visando uma distribuição mais uniforme do carregamento, entretanto, essa calha não foi utilizada para o ensaio da primeira parede sem reforço. Durante a realização dos ensaios acompanhou-se o surgimento das primeiras fissuras tomando-se nota do carregamento nesses instantes. A figura 28 apresenta o equipamento utilizado e uma das pequenas paredes sendo ensaiada.

Figura 28 – Realização dos ensaios: (a) equipamento utilizado, (b) ensaio de pequena parede com reforço



(fonte: elaborada pelo autor)

### 3.2.2 Ensaio dos Prismas

O ensaio à compressão dos prismas foi realizado 28 dias após sua execução, juntamente com as pequenas paredes não reforçadas e utilizando o mesmo equipamento. Os valores de resistência à compressão obtidos nesse ensaio foram utilizados para os cálculos de dimensionamento. A tensão aplicada pela prensa elevou-se progressivamente à razão de 0,05 MPa/s, assim como no ensaio das pequenas paredes. A figura 29 mostra o ensaio de um prisma.

Figura 29 – Ensaio de prisma



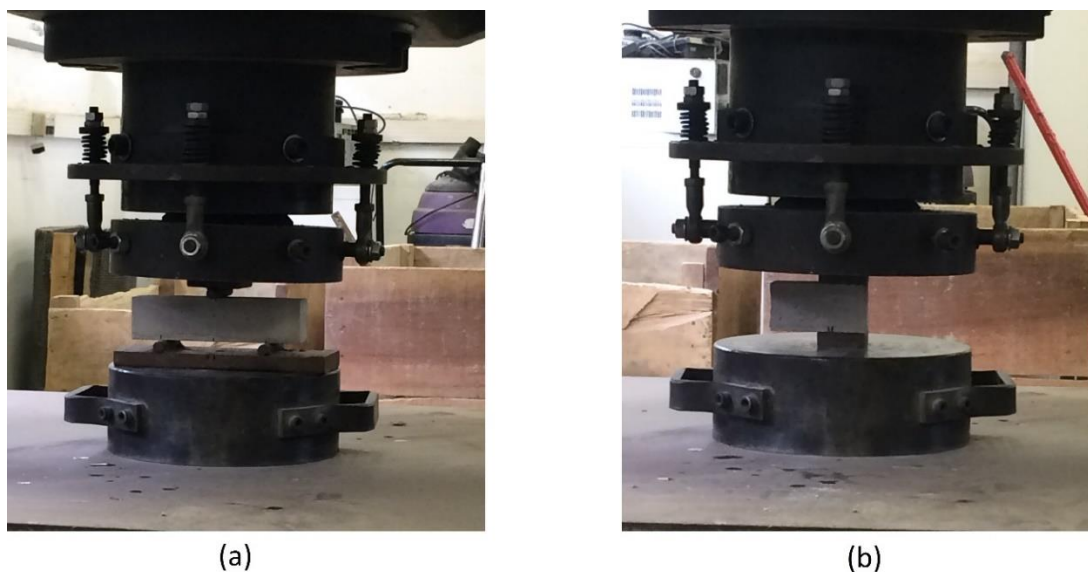
(fonte: elaborada pelo autor)



### 3.2.3 Ensaio dos CPs da Argamassa Utilizada como Reforço

Os corpos de prova da argamassa utilizada para reforço foram ensaiados 27 dias após serem moldados. Primeiramente foram feitos os ensaios de resistência à tração na flexão e, após rompidos, foram ensaiados à compressão conforme prescrições da NBR 13279:2005. A carga aplicada pela prensa elevou-se progressivamente à razão de 50 N/s no ensaio à flexão e de 500 N/s no ensaio à compressão, de acordo com o recomendado na NBR 13279 (ABNT, 2005, p. 3). A figura 30 ilustra os ensaios citados.

Figura 30 – Ensaio da argamassa: (a) tração na flexão, (b) compressão



(fonte: elaborada pelo autor)

## 3.3 DESCRIÇÃO DOS CÁLCULOS

A partir das metodologias de dimensionamento descritas no capítulo 2.8 foi possível realizar os cálculos de verificação estrutural. Assim, o presente capítulo irá desenvolver um problema de verificação, visto que as dimensões dos componentes foram determinadas anteriormente (seguindo limites estabelecidos em normas técnicas ou até mesmo devido à disponibilidade de materiais) e posteriormente foi determinada a capacidade de carga resistente máxima da alvenaria estrutural sem reforço e com o reforço de argamassa armada.

### 3.3.1 Cálculos da Alvenaria Estrutural sem Reforço

#### a) Método teórico (sem coeficientes de segurança)

A seguir serão apresentados detalhadamente os cálculos de verificação da alvenaria estrutural a partir do método teórico formulado no item 2.8.1(b).

A resistência característica de compressão simples de prisma ( $f_{pk}$ ) obtida através dos ensaios descritos em 3.2.2 foi de 1,958 MPa.

Da equação

$$f_k = f_{ppk} = \frac{0,7}{0,85} f_{pk}$$

Tem-se:

$$f_k = \frac{0,7}{0,85} 1,958 = 1,612 \text{ MPa}$$

Substituindo o valor de  $f_k$  na expressão

$$N_{rt} = f_k A$$

Calcula-se a força normal resistente teórica:

$$N_{rt} = 1,612 \cdot (0,14 \cdot 1,05) = 0,237 \text{ MN}$$

$$N_{rt} = 236,964 \text{ kN}$$

As ações atuantes não são majoradas, assim, a solicitação imposta pela prensa deve ter um valor absoluto de aproximadamente 236,964 kN.

b) Método de projeto (segundo NBR 15812:2010, com coeficientes de segurança)

Partindo da equação

$$f_k = \frac{0,7}{0,85} f_{pk} = \frac{0,7}{0,85} 1,958 = 1,612 \text{ MPa}$$

Calcula-se a resistência à compressão de cálculo da alvenaria ( $f_d$ ) com um valor de  $\gamma_m$  igual a 2,0 para combinações normais (conforme descrito na tabela 5):

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} = \frac{1,612}{2} = 0,806 \text{ MPa}$$

Com a altura ( $h_e$ ) e espessura ( $t_e$ ) das pequenas paredes calcula-se o índice de esbeltez ( $\lambda$ ):

$$\lambda = \frac{h_e}{t_e} = \frac{0,6}{0,14} = 4,286$$

O coeficiente redutor devido à esbeltez (R) é expresso por:

$$R = \left[ 1 - \left( \frac{\lambda}{40} \right)^3 \right] = \left[ 1 - \left( \frac{4,286}{40} \right)^3 \right] = 0,999$$

A força normal resistente de cálculo da pequena parede sem reforço é dada por:

$$N_{rd} = f_d A R$$

$$N_{rd} = 0,806 \cdot (0,14 \cdot 1,05) \cdot 0,999 = 0,118 \text{ MN}$$

$$N_{rd} = 118,364 \text{ kN}$$

As ações atuantes de projeto são calculadas por:

$$F_d = \gamma_g F_{G,k} + \gamma_q (F_{Q1,k} + \sum \Psi_{0,j} F_{Qj,k})$$

Onde:

$\gamma_g = 1,4$  (contido na tabela 6 desse trabalho, considerou-se uma edificação do tipo 2)

$F_{G,k}$  = valor característico das ações permanentes (deverá ser o valor comparado com a solicitação máxima imposta pela prensa nos ensaios)

Os demais termos ( $\gamma_q (F_{Q1,k} + \sum \Psi_{0,j} F_{Qj,k})$ ) referem-se aos carregamentos de ações variáveis, que são dependentes das dimensões e localização da edificação. Portanto, esses não serão considerados para o cálculo das ações atuantes, embora devam ser calculados para o dimensionamento de uma edificação real.

Tem-se então:

$$F_d = 1,4 \cdot F_{G,k}$$

O esforço solicitante de cálculo ( $F_d$ ) deve ser menor ou no máximo igual à força normal resistente de cálculo ( $N_{rd}$ ):

$$F_d \leq N_{rd}$$



Desse modo

$$1,4 \cdot F_{G,k} = 118,364$$

$$F_{G,k} = 84,546 \text{ kN}$$

Assim, para a situação proposta, a força de compressão simples aplicada não deve ser superior a 84,546 kN.

### 3.3.2 Cálculos da Alvenaria Estrutural com Reforço

a) Método teórico (sem coeficientes de segurança)

Os deslocamentos relativos ( $\delta$ ) de todos os componentes devem ser equivalentes para um mesmo carregamento

$$\delta_{\text{alv}} = \delta_{\text{arg}} = \delta_{\text{aço}}$$

O cálculo das deformações máximas de cada material é descrito abaixo.

- Deformação máxima da alvenaria estrutural:

$$\delta_{\text{alv}} = \frac{P_{\text{alv}} L}{A_{\text{alv}} E_{\text{alv}}}$$

Onde:

$\delta_{\text{alv}}$  = deformação da alvenaria estrutural

$$P_{\text{alv}} = f_{k,\text{alv}} \cdot A_{\text{alv}} = (0,7/0,85) \cdot f_{pk} \cdot A_{\text{alv}} = 1,612 \cdot A_{\text{alv}}$$

$$L = 0,6 \text{ m}$$

$A_{\text{alv}}$  = área bruta da seção transversal da alvenaria

$E_{\text{alv}} = 600 \cdot f_{pk} = 600 \cdot 1,958 = 1174,8 \text{ MPa}$ , seguindo orientação da NBR 15812-1 (ABNT, 2010, p. 9)

$$\delta_{\text{alv}} = \frac{1,612 \cdot A_{\text{alv}} \cdot 0,6}{A_{\text{alv}} \cdot 1174,8}$$

$$\delta_{\text{alv,máx}} = 0,000823 \text{ m} = 0,823 \text{ mm}$$

- Deformação máxima da argamassa do reforço:

$$\delta_{\text{arg}} = \frac{P_{\text{arg}} L}{A_{\text{arg}} E_{\text{arg}}}$$

Onde:

$\delta_{\text{arg}}$  = deformação da argamassa do reforço

$P_{\text{arg}} = f_{k,\text{arg}} \cdot A_{\text{arg}} = 4,157 \cdot A_{\text{arg}}$ , onde  $f_{k,\text{arg}} = 4,157 \text{ MPa}$ , obtido no ensaio citado em 3.2.3

$L = 0,6 \text{ m}$

$A_{\text{arg}}$  = área da seção transversal de argamassa

$E_{\text{arg}} = 1947 \text{ MPa}$  (BASTOS et al., 2010, p. [8])

$$\delta_{\text{arg}} = \frac{4,157 \cdot A_{\text{arg}} \cdot 0,6}{A_{\text{arg}} \cdot 1947}$$

$$\delta_{\text{arg,máx}} = 0,001281 \text{ m} = 1,281 \text{ mm}$$

- Deformação máxima da armadura de aço:

$$\delta_{\text{aço}} = \frac{P_{\text{aço}} L}{A_{\text{aço}} E_{\text{aço}}}$$

Onde:

$\delta_{\text{aço}}$  = deformação da armadura de aço

$P_{\text{aço}} = f_{y,k} \cdot A_{\text{aço}} = 600 \cdot A_{\text{aço}}$ , onde  $f_{y,k} = 600 \text{ MPa}$  para aço CA-60, de acordo com a NBR 7480 (ABNT, 2007, p. 12)

$L = 0,6 \text{ m}$

$A_{\text{aço}}$  = área da seção transversal da armadura de aço

$E_{\text{aço}} = 210000 \text{ MPa}$ , obtido na NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 29)

$$\delta_{aço} = \frac{600 \cdot A_{aço} \cdot 0,6}{A_{aço} \cdot 210000}$$

$$\delta_{aço,máx} = 0,001714 \text{ m} = 1,714 \text{ mm}$$

A menor deformação relativa entre os materiais é obtida pela alvenaria estrutural. Desse modo, a deformação de 0,823 mm será a deformação máxima admissível para os cálculos da pequena parede reforçada. As parcelas de cargas resistentes dos elementos, a partir do deslocamento máximo admissível, são dadas a seguir.

- Contribuição da alvenaria estrutural:

$$\delta_{máx} = \frac{P_{alv} L}{A_{alv} E_{alv}}$$

$$0,000823 = \frac{P_{alv} \cdot 0,6}{0,147 \cdot 1174,8}$$

$$P_{alv} = 0,237 \text{ MN} = 236,964 \text{ kN}$$

- Contribuição da argamassa do reforço:

$$\delta_{máx} = \frac{P_{arg} L}{A_{arg} E_{arg}}$$

$$0,000823 = \frac{P_{arg} \cdot 0,6}{0,041 \cdot 1947}$$

$$P_{arg} = 0,109 \text{ MN} = 109,496 \text{ kN}$$

- Contribuição da armadura de aço:

$$\delta_{máx} = \frac{P_{aço} L}{A_{aço} E_{aço}}$$

$$0,000823 = \frac{P_{aço} \cdot 0,6}{0,000556 \cdot 210000}$$

$$P_{aço} = 0,160 \text{ MN} = 160,156 \text{ kN}$$

A contribuição de cada material nas forças normais resistentes teóricas é discriminada abaixo:

$$N_{rt,alv} = P_{alv} = 236,964 \text{ kN}$$

$$N_{rt,arg} = P_{arg} = 109,496 \text{ kN}$$

$$N_{rt,aço} = P_{aço} = 160,156 \text{ kN}$$

O esforço resistente teórico da pequena parede reforçada com argamassa armada deve ser obtido através da equação:

$$N_{rt} = N_{rt,alv} + N_{rt,arg} + N_{rt,aço}$$

$$N_{rt} = 236,964 + 109,496 + 160,156$$

$$N_{rt} = 506,616 \text{ kN}$$

As ações atuantes não são majoradas, assim, a solicitação a esperar da prensa deve ter um valor absoluto de aproximadamente 506,616 kN.

b) Método de projeto (com coeficientes de segurança)

Partindo dos cálculos das parcelas resistentes proporcionadas por cada material, conforme demonstração em 3.3.2(a), tem-se:

$$P_{alv} = 236,964 \text{ kN}$$

$$P_{arg} = 109,496 \text{ kN}$$

$$P_{aço} = 160,156 \text{ kN}$$

As forças normais resistentes de cálculo de cada um dos componentes são calculadas da seguinte forma:

$$N_{rd,alv} = \frac{P_{alv}}{\gamma_m} \cdot R = \frac{236,964}{2} \cdot 0,999 = 118,364 \text{ kN}$$

$$N_{rd,arg} = \frac{P_{arg}}{\gamma_{arg}} = \frac{109,496}{2} = 54,748 \text{ kN}$$

$$N_{rd,aço} = \frac{P_{aço}}{\gamma_m} = \frac{160,156}{1,15} = 139,266 \text{ kN}$$

O esforço resistente de cálculo das pequenas paredes de alvenaria estrutural reforçadas submetidas à compressão simples é demonstrado a seguir:

$$N_{rd} = N_{rd,alv} + N_{rd,arg} + N_{rd,aço}$$

$$N_{rd} = 118,364 + 54,748 + 139,266$$

$$N_{rd} = 312,378 \text{ kN}$$

As ações atuantes de projeto são calculadas por:

$$F_d = \gamma_g F_{G,k} + \gamma_q ( F_{Q1,k} + \sum \Psi_{0,j} F_{Qj,k} )$$

Onde:

$\gamma_g = 1,4$  (contido na tabela 6 desse trabalho, considerou-se uma edificação do tipo 2)

$F_{G,k}$  = valor característico das ações permanentes (deverá ser o valor comparado com a sollicitação máxima imposta pela prensa nos ensaios)

Os demais termos (  $\gamma_q ( F_{Q1,k} + \sum \Psi_{0,j} F_{Qj,k} )$  ) não serão considerados, conforme explicado em 3.3.1(b), embora devam ser calculados para o dimensionamento de uma edificação real.

Tem-se então

$$F_d = 1,4 \cdot F_{G,k}$$

O esforço solicitante de cálculo ( $F_d$ ) deve ser menor ou no máximo igual à força normal resistente de cálculo ( $N_{rd}$ ):

$$F_d \leq N_{rd}$$

Desse modo

$$1,4 \cdot F_{G,k} = 312,378$$

$$F_{G,k} = 223,127 \text{ kN}$$

Assim, para a situação proposta, a força de compressão simples aplicada não deve ser superior a 223,127 kN.

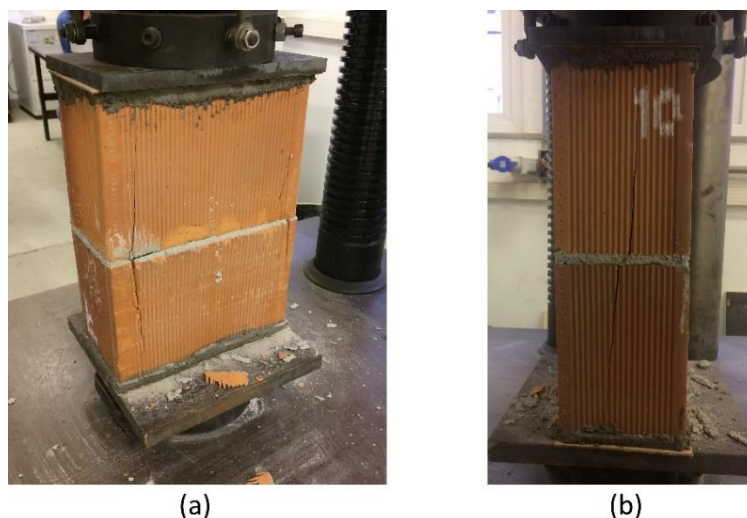
## 4 RESULTADOS E ANÁLISES

Nesse capítulo serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios de laboratório e será feita uma análise comparativa entre os cálculos realizados e o desempenho estrutural das pequenas paredes.

### 4.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS EM LABORATÓRIO

Nos ensaios dos prismas foram obtidos os valores das cargas de ruptura à compressão simples que serviram de parâmetro de projeto para a verificação das alvenarias. Pode-se notar que as fissuras predominantes eram verticais, típicas de elementos submetidos à compressão, conforme figura 31. Os resultados das cargas suportadas por cada prisma estão compilados na tabela 10.

Figura 31 – Fissuras em prisma rompido: (a) vista frontal, (b) vista lateral



(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 10 – Cargas e tensões de ruptura dos prismas

PRISMA	Carga de ruptura [kN]	Tensão de ruptura [MPa]
1	93,0	2,29
2	69,5	1,71
3	110,0	2,71
4	103,0	2,54
5	103,0	2,54
6	105,0	2,59
7	113,5	2,80
8	111,5	2,75

Tabela 10 (continuação)

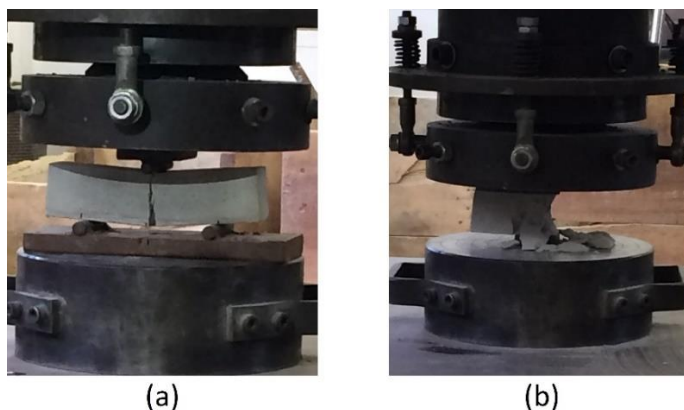
9	112,0	2,76
10	131,5	3,24
11	110,5	2,72
12	116,5	2,87

(fonte: elaborada pelo autor)

Com esses dados foi possível determinar o valor da resistência característica de compressão simples de prisma ( $f_{pk}$ ), que foi de 1,958 MPa. Os cálculos do  $f_{pk}$  seguiram determinações da NBR 15812-2:2010 e estão demonstrados no apêndice A.

Nos ensaios dos corpos de prova da argamassa utilizada para reforço foram obtidas as cargas de ruptura à tração na flexão e à compressão simples. Para cada corpo de prova rompido à tração na flexão obteve-se um valor de carga e para o rompimento à compressão dois valores. O rompimento característico dos ensaios à tração na flexão é vertical e no centro do corpo de prova, já nos ensaios à compressão verificam-se fissurações verticais com deslocamentos laterais, conforme demonstrado na figura 32. Os valores obtidos estão na tabela 11.

Figura 32 – CPs de argamassa para reforço rompidos: (a) ensaio à tração na flexão, (b) ensaio à compressão



(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 11 – Cargas e tensões de ruptura dos corpos de prova de argamassa para reforço

CP	FLEXÃO		COMPRESSÃO			
	Carga de ruptura [N]	Tensão de ruptura [MPa]	Carga de ruptura 1 [N]	Tensão de ruptura 1 [MPa]	Carga de ruptura 2 [N]	Tensão de ruptura 2 [MPa]
1	1060	2,484	8220	5,138	6060	3,788
2	1120	2,625	8220	5,138	7960	4,975
3	940	2,203	7200	4,500	10500	6,563



Tabela 11 (continuação)

4	940	2,203	6760	4,225	6060	3,788
5	1040	2,438	6860	4,288	6660	4,163
6	1000	2,344	8560	5,350	6960	4,350

(fonte: elaborada pelo autor)

Com esses dados foi possível determinar o valor da resistência característica de compressão simples da argamassa para reforço ( $f_{k,arg}$ ), que foi de 4,157 MPa. Os cálculos do  $f_{k,arg}$  seguiram determinações da NBR 13279:2005 e estão demonstrados no apêndice B. Deve-se destacar que a resistência da argamassa de reforço obtida nos ensaios é um parâmetro de projeto necessário, mas que não representa a real resistência que a argamassa terá nas pequenas paredes. Isso ocorre, pois, a argamassa dos ensaios é vibrada diminuindo muito o número de vazios existentes, já a argamassa aplicada nas pequenas paredes foi lançada manualmente, possuindo um grande número de vazios que reduz sua resistência à compressão.

Nos ensaios das pequenas paredes sem reforço foram obtidas as cargas de ruptura à compressão simples e as cargas relacionadas ao surgimento das primeiras fissuras. Notou-se que as primeiras fissuras eram predominantemente verticais e localizadas nos blocos centrais das paredes. Verificou-se também que a maioria das paredes rompia nas extremidades (conforme figura 33), possivelmente devido ao efeito de confinamento que não ocorre nos blocos dessas regiões, ou seja, os blocos centrais da pequena parede, por estarem confinados, acabam possuindo maior capacidade resistiva. Na tabela 12 encontram-se os valores das cargas e tensões das primeiras fissuras e das rupturas.

Figura 33 – Pequena parede sem reforço rompida



(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 12 – Cargas e tensões das primeiras fissuras e das rupturas das pequenas paredes sem reforço

PEQUENA PAREDE	Carga 1ª fissura [kN]	Tensão 1ª fissura [MPa]	Carga de ruptura [kN]	Tensão de ruptura [MPa]
2	205,0	1,39	215,0	1,46
4	140,0	0,95	176,0	1,20
6	160,0	1,09	198,0	1,35
8	134,0	0,91	137,0	0,93
10	134,0	0,91	211,0	1,44
12	128,0	0,87	217,5	1,48

(fonte: elaborada pelo autor)

Nos ensaios das pequenas paredes com reforço foram obtidas as cargas de ruptura à compressão simples e as cargas relacionadas ao surgimento das primeiras fissuras. Notou-se que as primeiras fissuras eram predominantemente horizontais e localizadas na região superior (conforme figura 34), possivelmente devido ao fato de que a armadura, após atingir determinado carregamento, flambava e que os fios horizontais, que estavam dispostos mais externamente no reforço, tracionavam a argamassa do reforço permitindo que ocorresse sua fissuração. A maioria das rupturas ocorria simultaneamente a um deslocamento lateral excessivo dos reforços em conjunto com o colapso dos blocos (vide figura 35). Verificou-se também o descolamento dos reforços na região da armadura, no centro das camadas da argamassa armada, que pode ter ocorrido devido à presença de um maior número de vazios nesse local (figura 36). Na tabela 13 encontram-se os valores das cargas e tensões das primeiras fissuras e das rupturas das pequenas paredes com reforço.

Figura 34 – Primeiras fissuras em pequena parede com reforço



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 35 – Pequena parede com reforço após ruptura (vista lateral)



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 36 – Pequena parede com reforço após ruptura (vista superior)



(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 13 – Cargas e tensões das primeiras fissuras e das rupturas das pequenas paredes com reforço

PEQUENA PAREDE	Carga 1ª fissura [kN]	Tensão 1ª fissura [MPa]	Carga de ruptura [kN]	Tensão de ruptura [MPa]
1	não detectada	não detectada	355,0	1,88
3	344,0	1,82	370,5	1,96
5	310,0	1,64	313,5	1,66
7	270,0	1,43	463,0	2,45
9	265,0	1,40	428,0	2,26
11	158,0	0,84	423,5	2,24

(fonte: elaborada pelo autor)

#### 4.2 COMPARATIVO ENTRE VALORES CALCULADOS E VALORES EXPERIMENTAIS

Nessa seção serão apresentadas tabelas resumo dos resultados obtidos das pequenas paredes sem reforço (tabela 14) e das pequenas paredes com reforço (tabela 15). Nota-se que os resultados obtidos por meio dos cálculos pelos métodos teóricos se aproximam na mesma proporção das cargas de ruptura tanto para as paredes com reforço como para as paredes sem reforço, entretanto, as cargas previstas por meios desses cálculos são superiores aos carregamentos reais suportados nos ensaios. Deve-se ressaltar que no método teórico não são considerados coeficientes de segurança, e que essa metodologia tem apenas o propósito de comparação de resultados, não podendo ser aplicada a casos de dimensionamentos reais.

As pequenas paredes suportaram nos ensaios carregamentos superiores aos que foram estimados por meio dos cálculos segundo metodologia de projeto, conforme o previsto. Como as solicitações foram majoradas e os valores das resistências dos materiais foram minorados, obtiveram-se coeficientes de segurança aceitáveis com valores de 2,3 para as pequenas paredes sem reforço e de 1,8 para as pequenas paredes com reforço.

Tabela 14 – Tabela resumo de resultados obtidos das pequenas paredes sem reforço

<b>PEQUENAS PAREDES SEM REFORÇO</b>	Carga de ruptura [kN]	Tensão de ruptura [MPa]	Coeficiente de segurança geral
Ensaio (valor médio)	192,417	1,31	-
Cálculo (método teórico)	236,964	1,61	0,8
Cálculo (método de projeto)	84,546	0,58	2,3

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 15 – Tabela resumo de resultados obtidos das pequenas paredes com reforço

<b>PEQUENAS PAREDES COM REFORÇO</b>	Carga de ruptura [kN]	Tensão de ruptura [MPa]	Coeficiente de segurança geral
Ensaio (valor médio)	392,250	2,08	-
Cálculo (método teórico)	506,616	3,45	0,8
Cálculo (método de projeto)	223,127	1,52	1,8

(fonte: elaborada pelo autor)

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nesse capítulo serão feitas algumas considerações a respeito do trabalho realizado e serão sugeridas algumas pesquisas futuras.

### 5.1 CONSIDERAÇÕES

Esse trabalho tem como objetivo contribuir com os estudos de reforço em alvenaria estrutural apresentando uma metodologia de cálculo para dimensionamento de reforço composto por argamassa armada solicitado à compressão simples e verificando a eficiência da técnica através de ensaios em laboratório. A metodologia mostrou-se uma técnica com potencial, mas que ainda necessita de estudos mais aprofundados e com um número maior de ensaios, a fim de proporcionar maior representatividade de resultados. A utilização da argamassa armada melhorou consideravelmente a capacidade portante das pequenas paredes, devendo ser destacado que a argamassa utilizada como reforço estrutural não é adequada para esta finalidade. Considerando, então, que a argamassa utilizada no reforço era de baixa resistência à compressão, obteve-se um notável acréscimo na capacidade resistiva das pequenas paredes com reforço, permitindo um aumento médio da tensão resistente de aproximadamente 60 % em relação às pequenas paredes sem reforço, além de permitir um ganho de ductilidade que pode ser verificado pela análise das cargas de surgimento das primeiras fissuras.

Deve ser salientado que a utilização do reforço de argamassa armada em alvenaria estrutural é uma solução que pode ser inviabilizada devido a seu custo e suas exigências, portanto a relação entre custo e benefício deve ser muito bem avaliada. A solução deve ser adotada preferencialmente em regiões específicas da edificação, devendo ser escolhidas as paredes mais solicitadas, pois pode tornar-se inviável realizar o reforço em todas as paredes de uma edificação. Deve ser destacado também que é essencial uma execução do reforço bem realizada, a fim de permitir, da melhor forma possível, um trabalho solidário entre os diferentes materiais, caso contrário, as premissas adotadas nos dimensionamentos não serão válidas. Com o intuito de melhorar o aproveitamento dos materiais utilizados, devem ser escolhidos materiais e dimensões que permitam uma deformação máxima semelhante, pois assim estarão sendo utilizadas ao máximo as capacidades portantes de todos os componentes.

## 5.2 SUGESTÕES DE PESQUISA

Constata-se a importância do assunto estudado visto que podem ser percebidos inúmeros problemas relacionados à alvenaria estrutural tornando necessária a execução de algum tipo de reforço que resista às solicitações impostas. Entretanto, nem sempre as soluções de reforço em alvenaria estrutural são triviais, visto que dificilmente será viável substituir os blocos utilizados e também por que é necessária uma solução que não provoque grande aumento de espessura das paredes. Desse modo, são sugeridos alguns assuntos a serem pesquisados que têm relação com o referido tema:

- a) Análise do desempenho do reforço de argamassa armada em alvenaria estrutural solicitada ao cisalhamento, flexão e carregamentos horizontas;
- b) Estudo do ganho de capacidade resistiva da alvenaria estrutural com revestimento de argamassa, sem a presença de armaduras de aço;
- c) Análise do ganho de capacidade resistiva da alvenaria estrutural com reforço de argamassa armada com amarração das armaduras dos dois lados das paredes, a fim de diminuir os efeitos de flambagem da armadura;
- d) Desenvolvimento de técnica de execução do reforço de argamassa armada que permita um menor número de vazios na argamassa, a fim de aumentar sua capacidade resistente;
- e) Análise dos modos de ruptura dos modelos ensaiados, a fim de detectar quais as contribuições do reforço de argamassa armada na ductilidade das paredes;
- f) Desenvolvimento de mais ensaios a fim de aumentar a precisão e representatividade dos resultados de ensaios de alvenaria estrutural reforçada com argamassa armada;
- g) Estudo da influência de reforço de argamassa armada em paredes de alvenaria estrutural em escala real;
- h) Estudo da influência do reforço de argamassa armada através de softwares de modelagem estrutural;
- i) Estudo do ganho de capacidade resistiva da alvenaria estrutural com revestimento de argamassa armada com resistência da argamassa de, no mínimo, 25 MPa (conforme recomendação da NBR 11173).

## REFERÊNCIAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

\_\_\_\_\_. **NBR 06136**: blocos vazados de concreto simples para alvenaria – requisitos. Rio de Janeiro, 2014.

\_\_\_\_\_. **NBR 07480**: aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – especificação. Rio de Janeiro, 2007.

\_\_\_\_\_. **NBR 11173**: projeto e execução de argamassa armada. Rio de Janeiro, 1990.

\_\_\_\_\_. **NBR 13279**: argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. Rio de Janeiro, 2005.

\_\_\_\_\_. **NBR 13749**: revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas – especificação. Rio de Janeiro, 2013.

\_\_\_\_\_. **NBR 15270-2**: componentes cerâmicos – parte 2: blocos cerâmicos para alvenaria estrutural – terminologia e requisitos. Rio de Janeiro, 2005.

\_\_\_\_\_. **NBR 15812-1**: alvenaria estrutural – blocos cerâmicos – parte 1: projetos. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **NBR 15812-2**: alvenaria estrutural – blocos cerâmicos – parte 2: execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **NBR 15961-1**: alvenaria estrutural – blocos de concreto – parte 1: projeto. Rio de Janeiro, 2011.

ANTUNES, B. **Alvenaria Estrutural**. Construção Mercado, São Paulo, n. 41, Não paginado, Jan. 2009. Disponível em: <<http://construcaomercado.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/41/alvenaria-estrutural-281680-1.aspx>>. Acesso em: 5 nov. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Mãos à Obra Pro**: o guia do profissional da construção. 1. ed. São Paulo: Alaúde Editorial, 2013a. v. 1.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Mãos à Obra Pro**: o guia do profissional da construção. 1. ed. São Paulo: Alaúde Editorial, 2013b. v. 2.

AURÉLIO, M. **Umidade**: quais são e como podem ocorrer as falhas relacionadas à umidade em edificações? Construção Mercado, São Paulo, n. 113, Não paginado, Dez. 2010. Disponível em: <<http://construcaomercado.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/113/a-299079-1.aspx>>. Acesso em: 15 nov. 2016.

BASTOS, P. K. X.; LEMONGE, A. C. D. C.; SIGILIANO, V. S.; RESENDE, S. C. **Estudo do Módulo de Elasticidade de Argamassas de Revestimento Sujeitas a Sucção de Água pela Base**. In: CONGRESSO PORTUGUÊS DE ARGAMASSAS DE CONSTRUÇÃO, 3., Não paginado, 2010, Lisboa. Anais... Lisboa, 2010. Disponível em: <[http://www.apfac.pt/congresso2010/comunicacoes/Paper%20105\\_2010.pdf](http://www.apfac.pt/congresso2010/comunicacoes/Paper%20105_2010.pdf)>. Acesso em: 09 jun. 2017.

BOCCHILE, C. **As mil utilidades do microconcreto**. Técnica, São Paulo, n. 54, Não paginado, Set. 2001. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/54/artigo285205-1.aspx>>. Acesso em: 13 nov. 2016.

CAMACHO, J. S. **Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural**. Núcleo de Ensino e Pesquisa da Alvenaria Estrutural, Ilha Solteira, 2006.

CANDIA, M. C.; FRANCO, L. S. **Resistência de aderência ao cisalhamento da alvenaria estrutural não armada de blocos cerâmicos**. São Paulo: EPUSP, 1995. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, BT/PCC n. 140. Não paginado.

CAVALHEIRO, O. P. **Alvenaria estrutural**: tão antiga e tão atual. Jornal da ANICER, Porto Alegre, p. 5, Jul. 1998. Não paginado.

COÊLHO, R. S. A. **Alvenaria Estrutural**. São Luís: UEMA, 1998.

COTRIM, G. **História Global**: Brasil e Geral. 6. ed. reform. São Paulo: Saraiva, 2002.

FIORITO, A. J. S. I. **Manual de Argamassas e Revestimentos**: estudos e procedimentos de execução. 2. ed. São Paulo: Pini, 2009.

GOUVEIA, J. P.; MELO, F.; LOURENÇO, P. B. **Alvenaria Estrutural**: aplicação a um caso de estudo. In: JORNADAS PORTUGUESAS DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS, 4., 2006, Lisboa. Anais... Lisboa, 2006. Disponível em: <[https://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/6441/1/Gouveia\\_FontesMelo\\_Lourenco-ALVENARIA%20ESTRUTURAL.pdf](https://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/6441/1/Gouveia_FontesMelo_Lourenco-ALVENARIA%20ESTRUTURAL.pdf)>. Acesso em: 26 out. 2016.

HANAI, J. B. **Construções de Argamassa Armada**: fundamentos tecnológicos para projeto e execução. 1. ed. São Paulo: Pini, 1992.

HENDRY, A. W.; SINHA, B. P.; DAVIES, S. R. **Design of Masonry Structures**. 3rd. ed. London: E & FN Spon, 2004. Não paginado.

HIBBELER, R. C. **Resistência dos Materiais**. 7. ed. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2010.

NAKAMURA, J. **A redescoberta da alvenaria estrutural**. Técnica, São Paulo, n. 75, Não paginado, Jun. 2003. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/75/artigo285274-1.aspx>>. Acesso em: 29 out. 2016.

PARSEKIAN, G. A. (Org.). **Parâmetros de Projeto de Alvenaria Estrutural com Blocos de Concreto**. São Carlos: EdUFSCar, 2012.



PARSEKIAN, G. A.; FRANCO, L. S. **Recomendações para projeto e execução de alvenaria estrutural protendida**. São Paulo: EPUSP, 2002. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, n. 312. Não paginado. Disponível em: <[http://www.pcc.usp.br/files/text/publications/BT\\_00312.pdf](http://www.pcc.usp.br/files/text/publications/BT_00312.pdf)>. Acesso em: 5 out. 2016.

PINTEREST catálogo de ideias. Site utilizado como fonte de figuras. Disponível em: <<http://www.pinterest.com>>. Acesso em: 15 out. 2016

RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. **Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2003.

RAMIRES, L. D. **Estudo teórico-experimental de reforço para construções de alvenaria empregando revestimento de argamassa armada**. 2007. 122 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

RICHTER, C. **Alvenaria Estrutural**: processo construtivo racionalizado. Curso de extensão – Unidade Acadêmica de Educação Continuada, UNISINOS, São Leopoldo, 2007.

RICHTER, C.; FORMOSO, C. T.; MASUERO, A. B. **Análise de manifestações patológicas de alvenaria estrutural em empreendimentos habitacionais de baixa renda**. In: ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA NO AMBIENTE CONSTRUÍDO, 11., 2006, Florianópolis. Anais... Florianópolis: ANTAC, 2006. p. 2576-2585. Disponível em: <[http://www.infohab.org.br/entac2014/2006/artigos/ENTAC2006\\_2576\\_2585.pdf](http://www.infohab.org.br/entac2014/2006/artigos/ENTAC2006_2576_2585.pdf)>. Acesso em: 3 nov. 2016.

ROMAN, H. R.; MUTTI, C. N.; ARAÚJO, H. N. **Construindo em Alvenaria Estrutural**. Florianópolis: Editora da UFSC, 1999.

ROMAN, H. R.; SIGNOR, R.; RAMOS, A. S.; MOHAMAD, G. **Análise de Alvenaria Estrutural**. Curso destinado aos funcionários da Caixa Econômica Federal, Florianópolis, 2003.

SABBATINI, F. H. **Alvenaria Estrutural**: materiais, execução da estrutura e controle tecnológico. Curso solicitado pela Caixa Econômica Federal, Brasília, 2002.

SOARES, S. M. B. **Alvenaria Estrutural**. Apostila Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011. Disponível em: <[http://www.feng.pucrs.br/professores/soares/Topicos\\_Especiais\\_-\\_Alvenaria\\_Estrutural/Alvenaria\\_1\\_NOVA\\_VERSAO.pdf](http://www.feng.pucrs.br/professores/soares/Topicos_Especiais_-_Alvenaria_Estrutural/Alvenaria_1_NOVA_VERSAO.pdf)>. Acesso em: 10 out. 2016.

SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1998.

TAUIL, C. A.; NESE, F. J. M. **Alvenaria Estrutural**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2010.

THOMAZ, E.; HELENE, P. **Qualidade no projeto e na execução de alvenaria estrutural e de alvenarias de vedação em edifícios**. São Paulo: EPUSP, 2000. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, BT/PCC n. 252.

THOMAZ, E. **Trincas em Edifícios**: causas, prevenção e recuperação. São Paulo: IPT/EPUSP/PINI, 1989.

VICENTINO, C. **História Geral**. 9. ed. São Paulo: Scipione, 2002.

## **APÊNDICE A – Cálculo da resistência característica de compressão de prisma ( $f_{pk}$ )**



Os cálculos da resistência característica de compressão simples de prisma ( $f_{pk}$ ) seguiram as orientações da NBR 15812-2:2010 e estão descritos abaixo.

Tabela 16 –Tensões de ruptura dos prismas

PRISMA	Tensão de ruptura [MPa]
1	2,29
2	1,71
3	2,71
4	2,54
5	2,54
6	2,59
7	2,80
8	2,75
9	2,76
10	3,24
11	2,72
12	2,87

(fonte: elaborada pelo autor)

Valores de tensão ordenados crescentemente:

$f_{e(1)} = 1,71$	$f_{e(4)} = 2,54$	$f_{e(7)} = 2,72$	$f_{e(10)} = 2,80$
$f_{e(2)} = 2,29$	$f_{e(5)} = 2,59$	$f_{e(8)} = 2,75$	$f_{e(11)} = 2,87$
$f_{e(3)} = 2,54$	$f_{e(6)} = 2,71$	$f_{e(9)} = 2,76$	$f_{e(12)} = 3,24$

Média = 2,63 MPa

Mín =  $0,98 \cdot f_{e(1)} = 1,68$  MPa

Máx =  $0,85 \cdot \text{Média} = 2,23$  MPa

Foi utilizada a equação abaixo para o cálculo do  $f_{pk}$ :

$$f_{pk} = 2 \left[ \frac{f_{e(1)} + f_{e(2)} + \dots + f_{e(i-1)}}{i-1} \right] - f_{e(i)}$$

Onde:

$$i = n/2 = 6$$

$$f_{pk} = 1,958 \text{ MPa}$$



## **APÊNDICE B – Cálculo da resistência característica de compressão da argamassa de reforço ( $f_{k,arg}$ )**





Os cálculos da resistência característica de compressão simples da argamassa de reforço ( $f_{k,arg}$ ) seguiram as orientações da NBR 13279:2005 e estão descritos abaixo.

Tabela 17 –Tensões de ruptura dos corpos de prova da argamassa de reforço no ensaio à compressão

CP	Tensão de ruptura 1 [MPa]	Tensão de ruptura 2 [MPa]
1	5,138*	3,788
2	5,138*	4,975*
3	4,500	6,563*
4	4,225	3,788
5	4,288	4,163
6	5,350*	4,350
* Valores não utilizados		

(fonte: elaborada pelo autor)

Segundo a NBR 13279 o valor característico é a média dos valores obtidos no ensaio desde que o desvio absoluto máximo seja inferior a 0,5 MPa, caso contrário, deve ser calculada uma nova média desconsiderando o valor discrepante e identificando-o com um asterisco (ABNT, 2005, p.4). Os valores não utilizados estão sinalizados na tabela 17; obteve-se uma resistência característica de compressão de 4,157 MPa com desvio máximo absoluto de 0,37 MPa.

